



# Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

## COMPORTAMIENTO DE LOSAS PLANAS POSTENSADAS ALIGERADAS

# T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A

**JOSÉ MARÍA SOLANO SALCEDO**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ÓSCAR MANUEL GONZÁLEZ CUEVAS**

MÉXICO, D. F.

NOVIEMBRE 2014

# **CONTENIDO**

**ÍNDICE.**

**LISTA DE FIGURAS.**

**LISTA DE TABLAS.**

**ANTECEDENTES.**

## **CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN.**

- 1.1 Justificación.
- 1.2 Objetivos de la investigación.
  - 1.2.1 Objetivo General.
  - 1.2.2 Objetivos específicos.
- 1.3 Definición de losa plana y sistema dual.
- 1.4 Ventajas y desventajas del sistema de losas planas.
- 1.5 Práctica en México.
- 1.6 Referencias actuales para el diseño de losas planas Postensadas aligeradas.
  - 1.6.1 NTC-C (2004).
  - 1.6.2 ACI 318-11 (2011).
  - 1.6.3 CSA A23.3-04 (2004).

## **CAPITULO 2 PROYECTO ANALÍTICO.**

- 2.1 Introducción.
- 2.2 Descripción del prototipo a estudiar.
  - 2.2.1 Geometría del prototipo.
  - 2.2.2 Cargas gravitacionales de diseño.
  - 2.2.3 Cargas sísmicas de diseño.
  - 2.2.4 Carga equivalente de postensado.
  - 2.2.5 Definición de cuantía y trayectoria de cables de postensado.
  - 2.2.6 Modelo estructural analizado.
- 2.3 Definición de los especímenes experimentales de prueba.
  - 2.3.1 Selección de la zona de estudio.
  - 2.3.2 Justificación de las cargas aplicadas.
  - 2.3.3 Diseño. Resistencia a flexión.
  - 2.3.4 Diseño. Resistencia a cortante.

## **CAPITULO 3 PROYECTO EXPERIMENTAL.**

- 3.1 Introducción.
- 3.2 Identificación de los especímenes de prueba.
  - 3.2.1 Geometría y armados.
- 3.3 Descripción de la carga experimental.
- 3.4 Criterio de falla experimental.
- 3.5 identificación de la instrumentación de los especímenes.
  - 3.5.1 Instrumentación interna.
  - 3.5.2 Instrumentación externa.

## **CAPITULO 4 TRABAJOS DE LABORATORIO.**

- 4.1 Introducción.
- 4.2 Construcción de los especímenes.
  - 4.2.1 Corte, habilitado y armado de acero de especímenes.
  - 4.2.2 Colocación de la Instrumentación interna en los especímenes.
  - 4.2.3 Colocación de la Instrumentación externa en los especímenes.
  - 4.2.4 Cimbra de los especímenes.
  - 4.2.5 Colado de los especímenes.
  - 4.2.6 Descimbrado de los especímenes.
  - 4.2.7 Preparación de los especímenes.
- 4.3 Equipo para ensaye de especímenes.
  - 4.3.1 Marco de reacción.
  - 4.3.2 Dispositivo de carga.
  - 4.3.3 Dispositivo de adquisición de datos.

## **CAPITULO 5 ANALISIS DE RESULTADOS.**

- 5.1 Introducción.
- 5.2 Espécimen LP-01.
  - 5.2.1 Conclusiones LP-01.
- 5.3 Espécimen LP-02.
  - 5.3.1 Repetición final espécimen LP-02.
  - 5.3.2 Conclusiones LP-02.
- 5.4 Espécimen LP-03.
  - 5.4.1 Repetición final espécimen LP-03.
  - 5.4.2 Conclusiones LP-03.

## **CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

- 6.1 Conclusiones.
- 6.2 Recomendaciones.

## **REFERENCIAS.**

### **APÉNDICE A. PROPIEDADES MECÁNICAS DE CONCRETO**

A.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN  $f'_c$ .

A.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD  $E_c$ .

A.3 MÓDULO DE RUPTURA  $f_r$ .

### **APÉNDICE B. PROCESO DE INSTRUMENTACION**

B.1 INSTRUMENTACION INTERNA.

B.2 INSTRUMENTACION EXTERNA.

### **APÉNDICE C. PROCESO DE POSTENSADO.**

C.1 POSTENSADO EN CABLES DE PRESFUERZO.

## LISTA DE FIGURAS.

### **CAPITULO 1:**

**Figura 1.1.** Losas postensadas en sótanos.

**Figura 1.2.** Estructura dual.

**Figura 1.3.** Falla de penetración por cortante.

**Figura 1.4.** Falla en edificio con losa plana aligerada.

**Figura 1.5.** Edificio arena ciudad de México. Azcapotzalco, Distrito federal.

**Figura 1.6.** Edificio Plaza Andares. Guadalajara, Jalisco.

**Figura 1.7.** Centro de rehabilitación. Xochimilco, Distrito Federal.

**Figura 1.8.** Estacionamiento Parque Fundidora. Monterrey, Nuevo León.

**Figura 1.9.** Bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

**Figura 1.10.** Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria  $\epsilon_t$ .

**Figura 1.11.** Portada reglamento canadiense.

### **CAPITULO 2:**

**Figura 2.1.** Construcción de losas planas.

**Figura 2.2.** Momento de desequilibrio.

**Figura 2.3.** Prototipo pequeño. Vista en planta.

**Figura 2.4.** Detalle de dimensiones de nervaduras y casetones.

**Figura 2.5.** Prototipo pequeño. Vista en elevación.

**Figura 2.6.** Cable parabólico.

**Figura 2.7.** Carga equivalente.

**Figura 2.8.** Diagrama de momentos flexionates por carga muerta.

**Figura 2.9.** Cargas equivalentes aplicadas al modelo estructural para un cable.

**Figura 2.10.** Vista en isométrico del modelo estructural analizado.

**Figura 2.11.** Vista en elevación del modelo estructural analizado.

**Figura 2.12.** Vista del sistema sismo resistente primario.

**Figura 2.13.** Vista del sistema portante de las cargas gravitacionales.

**Figura 2.14.** Área tributaria alrededor de una columna central.

**Figura 2.15.** Carga de área uniformemente distribuida sobre la losa.

**Figura 2.16.** Carga de área amplificada.

**Figura 2.17.** Carga lineal equivalente.

**Figura 2.18.** Espécimen en posición de ensaye.

**Figura 2.19.** Elementos mecánicos en nervadura principal para modelo analítico.

**Figura 2.20.** Elementos mecánicos en nervadura principal para modelo experimental.

**Figura 2.21.** Sección nervadura principal espécimen LP-02 para diseño por flexión.

**Figura 2.22.** Distribución de deformaciones unitarias y bloque rectangular equivalente (tanteo final).

**Figura 2.23.** Transmisión de momentos entre columna rectangular y losa (conexión central).

**Figura 2.24.** Sección crítica en losa experimental.

**Figura 2.25.** Eje centroidal para cálculo del momento polar de inercia.

### **CAPITULO 3:**

**Figura 3.1.** Geometría y armados espécimen LP-01.

**Figura 3.2.** Geometría y armados espécimen LP-02 y LP-03.

**Figura 3.3.** Cargas experimentales.

**Figura 3.4.** Desplazamientos del nudo de control.

**Figura 3.5.** (a) Desplazamientos reales, (b) Desplazamientos experimentales.

**Figura 3.6.** Planta espécimen de prueba para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.7.** Sección 1-1' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.8.** Sección 2-2' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.9.** Sección 3-3' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.10.** Sección 4-4' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.11.** Sección 5-5' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.12.** Sección 6-6' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

**Figura 3.13.** Ubicación de las celdas de carga.

**Figura 3.14.** Ubicación de los transductores de desplazamiento.

**Figura 3.15.** Ubicación de los strain gauges en la superficie de concreto.

### **CAPITULO 4:**

**Figura 4.1.** Vista de acero de refuerzo para espécimen LP-01.

**Figura 4.2.** Anclaje para cables de postensado.

**Figura 4.3.** Posición final de cables de presfuerzo.

**Figura 4.4.** Cimbra de la columna inferior.

**Figura 4.5.** Cimbra de la losa.

**Figura 4.6.** Modelo digital de la cimbra completa.

**Figura 4.7.** Trabajos para el colado de un espécimen.

**Figura 4.8.** Trabajos para descimbrar uno de los especímenes.

**Figura 4.9.** Trabajos para trazo de líneas de referencia.

**Figura 4.10.** Modelo digital marco de reacción.

**Figura 4.11.** Brazo biarticulado.

**Figura 4.12.** Marco perimetral y puntales de presión.

**Figura 4.13.** Sistema para aplicación de carga lateral.

**Figura 4.14.** Vigas para sostener los gatos superiores e inferiores.

**Figura 4.15.** Conexión de equipo de adquisición de datos.

## **CAPITULO 5:**

**Figura 5.1.** Pérdida de horizontalidad. Ensayo LP-01.

**Figura 5.2.** Daño en el nudo para repetición de 18 mm. Ensayo LP-01.

**Figura 5.3.** Daño en el nudo para repetición de 34 mm. Ensayo LP-01.

**Figura 5.4.** Gráfica de histéresis ensayo LP-01.

**Figura 5.5.** Gráfica de histéresis ensayo LP-02, desplazamiento 4 mm.

**Figura 5.6.** Gráfica de histéresis ensayo LP-02, desplazamiento 8 mm.

**Figura 5.7.** Gráfica de histéresis ensayo LP-02, desplazamiento 12 mm.

**Figura 5.8.** Agrietamiento del espécimen LP-02, desplazamiento 38 mm.



**Figura 5.9.** Gráfica de histéresis ensaye LP-02, desplazamiento 38 mm (final).

**Figura 5.10.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 4 mm.

**Figura 5.11.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 8 mm.

**Figura 5.12.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 12 mm.

**Figura 5.13.** Agrietamiento del espécimen LP-03, desplazamiento 38 mm.

**Figura 5.14.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 38 mm (final).

## **CAPITULO 6:**

**Figura 6.1.** Gráfica comparativa entre los resultados de la tesis y los resultados publicados en el ACI-ASCE Committee 421.2R-07, 2007.

## **APÉNDICE A:**

**Figura A.1.** Cargas en los puntos tercios.

## **APÉNDICE B:**

**Figura B.1.** Preparación del strain gage.

**Figura B.2.** Pegado del strain gage.

**Figura B.3.** Remoción de cinta adhesiva.

**Figura B.4.** Preparación de terminales metálicas.

**Figura B.5.** Aislamiento del strain gage.

**Figura B.6.** Soldadura de cable trifilar.

**Figura B.7.** Medición en puente de Wheatstone.

**Figura B.8.** Primera capa de recubrimiento.

**Figura B.9.** Segunda capa de recubrimiento.

**Figura B.10.** Tercera capa de recubrimiento.

**Figura B.11.** Cuarta capa de recubrimiento.

**Figura B.12.** Proceso de instrumentación interna.

**Figura B.13.** Ubicación de celdas de carga.

**Figura B.14.** Transductor de desplazamiento.

### **APÉNDICE C:**

**Figura C.1.** Secuencia operacional de herramienta para tensado de monotorón.

**Figura C.2.** (a) Gato monotorón, (b) Bomba hidráulica.

**Figura C.3.** Celda de carga en proceso de postensado.

**Figura C.4.** (a) Caja para soporte de gato, (b) extensión cónica.

**Figura C.5.** Equipo de adquisición de datos en proceso de postensado.

**Figura C.6.** Colocación de gato monotorón y dispositivo de acuñamiento en cable instrumentado.

**Figura C.7.** Colocación de gato monotorón y dispositivo de acuñamiento en cable sin instrumentar.

## LISTA DE TABLAS.

### **CAPITULO 2:**

**Tabla 2.1.** Áreas y pesos para análisis sísmico.

**Tabla 2.2.** Cortantes de entrepiso para análisis por sismo.

**Tabla 2.3.** Carga compensada.

**Tabla 2.4.** Cargas básicas.

**Tabla 2.5.** Combinaciones de carga.

### **CAPITULO 3:**

**Tabla 3.1.** Cuantía de instrumentación interna.

### **CAPITULO 5:**

**Tabla 5.1.** Historia de carga y distorsión lateral espécimen LP-02.

**Tabla 5.2.** Historia de carga y distorsión lateral espécimen LP-03.

### **APÉNDICE A:**

**Tabla A.1.** Pesos y medidas de cilindros ensayados para la determinación de la resistencia a la compresión.

**Tabla A.2.** Resultados espécimen LP-01 determinación de la resistencia a la compresión.

**Tabla A.3.** Resultados espécimen LP-02 determinación de la resistencia a la compresión.

**Tabla A.4.** Resultados espécimen LP-03 determinación de la resistencia a la compresión.

**Tabla A.5.** Máximos de la prueba para determinar la resistencia a la compresión.

**Tabla A.6.** Pesos y medidas de cilindros ensayados para la determinación del módulo de elasticidad.

**Tabla A.7.** Resultados espécimen LP-01 determinación del módulo de elasticidad.

**Tabla A.8.** Resultados espécimen LP-02 determinación del módulo de elasticidad.

**Tabla A.9.** Resultados espécimen LP-03 determinación del módulo de elasticidad.

**Tabla A.10.** Resultados generales del valor para el módulo de elasticidad.

**Tabla A.11.** Tabla de medidas para vigas ensayadas a módulo de ruptura.

**Tabla A.12.** Resultados espécimen LP-01 determinación del módulo de ruptura.

**Tabla A.13.** Resultados espécimen LP-02 determinación del módulo de ruptura.

**Tabla A.14.** Resultados espécimen LP-03 determinación del módulo de ruptura.

**Tabla A.15.** Resultados generales del valor para el módulo de ruptura.

## ANTECEDENTES

El uso estructural de losas planas postensadas aligeradas se encuentra actualmente en una etapa de desarrollo creciente en nuestro país. En varias partes de la República, en especial en la Ciudad de México, es común observar el empleo de este tipo de sistemas en la construcción de edificios varios. No obstante el creciente uso constructivo, existen aún muchas dudas referentes al comportamiento de los sistemas de losas planas postensadas aligeradas.

Han sido escasas las investigaciones referentes a este tema que se han llevado a cabo en la comunidad ingenieril de México. Lo anterior ha ocasionado que los reglamentos de construcción vigentes en nuestro país (por ejemplo: la versión actual del reglamento de construcción del Distrito Federal del año 2004 RCDF-2004; y la versión actual del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad del 2008 MOC-CFE-2008) contengan pocas y conservadoras recomendaciones para el diseño de losas planas postensadas aligeradas.

Los primeros trabajos realizados en la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, referentes a losas planas postensadas aligeradas (Arellano, 2013) son un antecedente directo a los propósitos de la presente investigación. De forma general, los objetivos fundamentales de ambos trabajos buscan establecer recomendaciones aplicables a los sistemas de losas planas postensadas aligeradas para garantizar que éstos sean capaces de mantener su integridad ante desplazamientos laterales inducidos por sismo, mientras soportan cargas verticales sin que ocurra la falla de penetración por cortante. Ambos trabajos se complementan.

En los trabajos experimentales desarrollados por Arellano (2013) se ensayaron 6 especímenes representativos de la conexión típica de losa plana postensada aligerada-columna, en edificios de concreto reforzado de baja altura. Se establecieron algunas variables experimentales, entre las que destacaron el tipo de refuerzo a cortante (en donde se empleó, para algunos especímenes, el refuerzo mediante estribos cerrados y para otros pernos de cortante) y la magnitud de cortante por penetración aplicado a cada espécimen (el cual se mantuvo en un intervalo de entre 0.4 a 0.5 de la relación entre cortante actuante y el cortante resistente). Todos los especímenes probados conservaron las mismas características de geometría, refuerzo a flexión y detalles de acero de presfuerzo (el cual fue colocado en las dos direcciones ortogonales del plano de flexión de la losa plana). Los resultados obtenidos determinaron valores para la ductilidad en los diferentes niveles de ante carga y definieron algunas recomendaciones estructurales.

A partir del análisis preliminar de los datos obtenidos de estos experimentos previos, se confirmó la necesidad de profundizar en el estudio del tema y llevar a cabo más ensayos.

Los ensayos efectuados hasta ahora han arrojado resultados parciales ya que no se han tomado en cuenta algunas variables más, por ejemplo el peralte de la losa plana o la cuantía y disposición de acero de presfuerzo, que pudieran influir significativamente en los resultados obtenidos.

Si se pretende incorporar recomendaciones sobre el diseño dúctil de losas planas postensadas aligeradas a los reglamentos constructivos vigentes, se debe primero entender la naturaleza del comportamiento sismo-resistente de éstas; por tal razón, es necesario contar con evidencia experimental que permita comprender la naturaleza del fenómeno estudiado.

En esta tesis se reporta el trabajo experimental de tres (3) especímenes. El primero de ellos con detalles idénticos al primero de los reportados por Arellano (2013); esto debido a la necesidad de complementar la información obtenida en ese ensaye y tener un punto de referencia a comparar entre los resultados de ambas tesis. Los dos siguientes especímenes presentan diferencias en cuanto al peralte de la losa plana y los detalles de disposición del acero de presfuerzo, en comparación con los utilizados por Arellano (2013).

Se espera obtener información que complemente las interpretaciones hechas hasta la fecha, y que permitan ampliar el conocimiento sobre el comportamiento de los sistemas de losas planas postensadas aligeradas ante sismos. Las enseñanzas de este estudio permitirán, a mediano plazo, elaborar recomendaciones que garanticen el diseño dúctil de losas planas postensadas aligeradas, al poder prevenir con conocimiento las potenciales fallas de penetración por corte ante la combinación de solicitaciones gravitacionales y sísmicas.

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. JUSTIFICACIÓN.

Las losas postensadas se emplean para cubrir grandes claros en la construcción de edificios de concreto reforzado. Su uso supone varias ventajas como: poder librar claros grandes y un mayor control de las deflexiones máximas ante carga vertical. Su utilización se ha popularizado en los últimos años debido a la tendencia actual de vender los espacios en los edificios sin acabados ni muros divisorios, para que el propietario final sea quien realice la distribución de acuerdo con sus necesidades; por ello, el empleo de losas postensadas brinda mayor libertad arquitectónica.



**Figura 1.1.** Losas postensadas en sótanos

En esta investigación se decidió trabajar sobre losas aligeradas, por ser éste el sistema más usado en la práctica de nuestro país; a diferencia de la práctica común en los Estados Unidos, en donde las losas planas postensadas son generalmente macizas. Lo anterior se debe a que una losa aligerada permite ahorrar material, aunque hace necesario el uso de más mano de obra para el proceso constructivo.

En nuestro país los costos constructivos se emplean más en el consumo de materiales (60%) que en el pago de mano de obra (40%); mientras que en Estados Unidos el costo total se ve más influido por el uso de mano de obra (60%) que en los materiales (40%) utilizados (Cortina, 2006).

En la Ciudad de México, de 1994 a 2000, se construyeron más de 2.5 millones de metros cuadrados de entrepisos postensados aligerados, en las tres zonas sísmicas

(Cortina, 2006). En algunos edificios se han empleado sólo en los sótanos destinados a estacionamientos, donde la acción de las fuerzas sísmicas es irrelevante, el desplazamiento relativo de entrepiso es prácticamente nulo (ver figura 1.1) y las losas son diseñadas solo por carga vertical. Por otro lado, existen edificios en los que se emplean junto con sistemas sismo-resistentes primarios que limitan los desplazamientos de entrepiso (Kang, 2005); se conoce a este tipo de conjuntos como estructuras duales.

Uno de los problemas más importantes en el comportamiento de las losas planas postensadas (aligeradas y macizas), se refiere a la falla de penetración por cortante en la unión losa columna. Existen nuevos tipos de refuerzo para ésta unión que proporcionan gran capacidad de deformación sin que se presente este tipo de falla, como, por ejemplo, el refuerzo por medio de pernos de cortante. El refuerzo de la unión losa columna, se basa en un extenso programa experimental desarrollado en Canadá y en Estados Unidos en el que se ensayaron losas planas macizas. En México no se cuenta con referencia experimental suficiente que pueda respaldar el diseño dúctil de este tipo de elementos estructurales; y menos aún para sistemas aligerados.

Reglamentos de construcción internacionales como el IBC-07 (International Building Code) y el ACI-318-11 (American Concrete Institute, 2011), han establecido límites para el desplazamiento relativo de entrepiso de entre 0.025 y 0.03 para los sistemas de losas planas utilizados en estructuras duales. En nuestro país, en especial en la Ciudad de México, las disposiciones para la construcción de estructuras con losas planas postensadas aligeradas están estipuladas en las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC-RDF) versión del año 2004. Respecto a los desplazamientos laterales permisibles las NTC-RDF hacen las siguientes observaciones:

a) En la sección:

*“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S)”*

Capítulo 1. Criterios generales de diseño.

Sección 1.8. Revisión de desplazamientos laterales.

Se asigna un valor de distorsión permisible de 0.006 para sistemas estructurales con elementos susceptibles a daño por grandes deformaciones.

b) En la sección:

*“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S)”*

Apéndice A.

A.4 Revisión de desplazamientos laterales.

Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso.

Se asigna un valor de distorsión permisible de 0.015 para sistemas estructurales con losas planas.



Los dos valores de distorsión lateral permisible marcados en las NTC-RDF son valores bajos, comparándolos con los valores que se estipulan en el IBC-07 ó el ACI-318-11. Los valores de distorsión lateral permisible de las NTC-RDF buscan:

- a) Limitar los daños que elementos no estructurales llegaran a sufrir a causa de distorsiones laterales excesivas.
- b) Reducir los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ) que pudieran ocasionar fallas en la conexión del nudo losa plana columna.
- c) Considerar que las estructuras con losas planas son estructuras de ductilidad baja, incapaces de desarrollar deformaciones considerables ni un elevado nivel de disipación de energía.

Lo anterior no significa que los sistemas estructurales con losas planas no sean capaces de soportar más allá de estos niveles de deformación, solo que no se tiene certeza de cuál es el comportamiento de la conexión para distintos valores de la distorsión lateral de la estructura; por tal razón, es conveniente definir si en México no se está subestimando la capacidad de deformación de las losas planas postensadas aligeradas; por lo que uno de los objetivos centrales de esta investigación es definir límites para los valores de distorsión permisible en los diferentes rangos de capacidades de éstos sistemas estructurales.

## **1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL.**

El objetivo general de la presente investigación es:

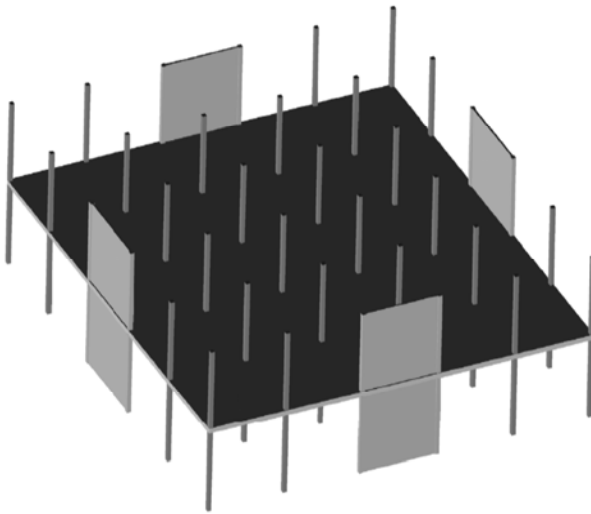
“Definir los niveles de distorsión en una estructura dual marco sismo resistente-losa plana postensada aligerada, para los cuales el entrepiso de losa plana es capaz de soportar las cargas gravitacionales, las cargas sísmicas y las deformaciones laterales, conservando un comportamiento estructural satisfactorio”

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

Los objetivos específicos que pretende el presente estudio son:

1. Determinar el tipo y características de los elementos mecánicos que producen la falla en losas planas postensadas aligeradas.
2. Revisar el comportamiento de losas planas postensadas aligeradas ante el cortante por penetración.
3. Definir los límites de distorsión para losas planas postensadas aligeradas en las diferentes etapas de comportamiento del sistema.

### 1.3. DEFINICIÓN DE LOSA PLANA Y SISTEMA DUAL.



Un sistema estructural dual es aquel formado por un conjunto de elementos sísmo resistentes (capaces de tomar la mayor parte de la fuerza sísmica total que actúa sobre la estructura); más una estructuración portante de las cargas gravitacionales.

Generalmente en edificios elevados, es común el observar la presencia de muros de concreto perimetrales o núcleos de elevadores como sistema sísmo resistente, y a las losas, trabes y columnas como el sistema portante de las cargas gravitacionales.

**Figura 1.2.** Estructura dual.

En edificios de poca altura el sistema sísmo resistente es suministrado por marcos dúctiles y el sistema portador de las cargas verticales es el formado por losas, trabes y columnas o bien por losas planas.

La característica de la losa plana es que el sistema portante de las cargas gravitacionales carece de la presencia de trabes, por lo que las losas se apoyan directamente sobre las columnas. Las losas deben soportar las cargas verticales a la par de soportar la fuerza sísmica proporcional a su rigidez; así como los desplazamientos laterales de la estructura en conjunto.

Aun cuando la rigidez lateral del sistema sísmo resistente es considerable, sobrevienen en la estructura desplazamientos laterales; por ello, es necesario definir si el sistema de losas planas soporta estos desplazamientos, conocer cuál es su comportamiento ante éstos y prevenir posibles fallas que pudieran llegar a presentarse.

### 1.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE LAS LOSAS PLANAS.

El empleo del sistema de losas planas postensadas aligeradas trae consigo una lista de ventajas, entre las que podemos mencionar:

- Pueden conseguirse claros mayores, en comparación de los que se obtendrían usando una losa de concreto reforzado. En la práctica pueden alcanzarse claros libres de hasta 15 metros con el sistema de postensado.
- Se generan ahorros en cuanto al peralte de la losa se refiere ya que pueden emplearse peraltes más reducidos que los que se tendrían utilizando sistema tradicionales. En la práctica los peraltes para losas planas macizas postensadas se encuentran entre los 15 y 30 centímetros; mientras que para losas planas aligeradas postensadas varían hasta los 45 cm.
- A consecuencia de los grandes claros que se pueden librar con losas planas postensadas aligeradas, puede reducirse el número de apoyos, con lo que se consiguen estructuras con más espacio libre y que, a la vez, son más ligeras.

- Arquitectónicamente el poder conseguir estructuras con más espacio libre es un punto muy atractivo para seleccionar losas planas postensadas aligeradas como sistema de piso.
- Se tiene un mejor control sobre las deflexiones causadas por cargas verticales en las losas. Los elementos de postensado trabajan contrarrestando los efectos de las cargas gravitacionales aplicadas.

Por otro lado, a pesar de las múltiples ventajas que trae consigo el empleo del sistema de losa plana postensada aligeradas, existen algunos detalles que bajo ciertas circunstancias pueden ser tomados como desventajas. Entre los más significativos están:

- El trabajo con elementos de presfuerzo ocasiona que sea necesario el empleo de mano de obra especializada en el área. Esto trae consigo que los costos de mano de obra se eleven.
- Es necesario el empleo de materiales y herramientas, que para una estructura tradicional de concreto reforzado no se utilizarían, por ejemplo el acero de presfuerzo, con lo que hay incremento en los costos constructivos.
- En cualquier obra es necesario garantizar la supervisión de los trabajos durante los procesos constructivos. En edificios con losas planas postensadas aligeradas, este punto se vuelve crítico ya que una mala supervisión puede llevar a una mala construcción y por lo tanto a un mal comportamiento del sistema.
- Un espesor menor del sistema de piso implica pérdida de rigidez en el diafragma, lo que pudiera ocasionar problemas de mal comportamiento sísmico y vibraciones de piso.

### 1.5. PRACTICA EN MÉXICO.

La información disponible para el diseño de losas planas aligeradas (postensadas y sin postensar) es escasa. Son pocos los estudios experimentales que en nuestro país se han realizado referentes al tema; sin embargo, no pasa así en la construcción ya que el uso de losas planas aligeradas es una práctica con historia.



Hasta antes de 1985 en la Ciudad de México era común el empleo de losas planas aligeradas en las diferentes construcciones. Existían en aquel entonces pocas disposiciones en el cuerpo normativo local que ayudaran a los ingenieros estructuralistas a llevar a cabo diseños con un comportamiento dúctil de los elementos. De hecho, se creía que el sistema de losa plana aligerada junto con las columnas era capaz de soportar tanto cargas verticales como las cargas sísmicas. La práctica suponía diseñar y construir los edificios sin tener idea del concepto de estructura dual.

**Figura 1.3.** Falla de penetración por cortante.



**Figura 1.4.** Falla en edificio con losa plana aligerada.

Después del sismo del 19 de septiembre de 1985, en la Ciudad de México se observó que algunos de los edificios que fallaron fueron precisamente los que estaban contruidos con losas planas aligeradas. Lo que ocurrió fue que las losas no estaban capacitadas para soportar los desplazamientos laterales a los que fue sometida la estructura en conjunto; esos desplazamientos ocasionaron que el nudo losa-columna terminara fallando en penetración por cortante. Este fenómeno ocurre cuando la columna, sobre la que está sostenida la losa, traspasa al elemento placa y lo corta en una línea de falla alrededor del área de contacto.

Después de 1985, en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su versión de 1987 (RCDF-1987) se incluyeron disposiciones más estrictas para el uso de las losas planas (como se mencionó previamente, versiones anteriores ya contenían algunas disposiciones para estos sistemas, pero la versión de 1987 fue más conservadora aún). El RCDF-1987 marcaba un límite de distorsión lateral permisible de 0.006; el cual, era un valor bastante castigado y buscaba evitar deformaciones laterales excesivas que produjeran la falla de penetración por cortante en las losas. Esta disposición ocasionó que el empleo de losas planas estuviera en desuso por algunos años.

Para la versión de 1996 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-1996) se incluyeron, por primera vez, disposiciones para losas planas postensadas aligeradas. El RCDF-1996 señalaba que únicamente se podrían utilizar estos sistemas en estructuras duales; además, el valor para la deformación lateral permisible se mantuvo en 0.006. Era de esperarse que no hubiera en aquel momento gran interés en las losas planas postensadas aligeradas.

En años recientes la tendencia por construir claros más grande y espacios arquitectónicos mas despejados volvió a poner en la mira el sistema de losas planas aligeradas. La modalidad de postensar las losas planas ha permitido satisfacer las necesidades de la demandante industria de la construcción. La diferencia respecto a lo que se hacía en años pasados radica en el hecho de que ahora si se considera la concepción de un sistema dual para garantizar que la estructura, en conjunto, tenga un adecuado comportamiento ante sollicitaciones sísmicas; sin embargo, como lo fue antes y lo es hoy, el problema es garantizar que las losas planas postensadas aligeradas no fallen a penetración por cortante, y que, ligado a esto, sean capaces de desarrollar un comportamiento dúctil.



Actualmente se han destacado, en las principales ciudades del país, edificios que utilizan losas planas postensadas aligeradas como alternativa estructural, tal como se muestra en las figuras 1.5 a 1.8:



**Figura 1.5.** Edificio arena ciudad de México. Azcapotzalco, Distrito Federal.



**Figura 1.6.** Edificio Plaza Andares. Guadalajara, Jalisco.



**Figura 1.7.** Centro de rehabilitación. Xochimilco, Distrito Federal.



**Figura 1.8.** Estacionamiento Parque Fundidora. Monterrey, Nuevo León.

## **1.6. REFERENCIAS ACTUALES PARA EL DISEÑO DE LOSAS PLANAS POSTENSADAS ALIGERADAS.**

El diseño de losas planas postensadas aligeradas tiene pocas referencias en los códigos actuales de diseño. Hoy en día no se tiene una noción completa del comportamiento de estos elementos y la práctica actual del diseño se efectúa mediante las pocas recomendaciones estipuladas en los diversos reglamentos de construcción.

A continuación, se analizan las principales recomendaciones marcadas en algunos de los reglamentos que mayor peso tienen en la ingeniería estructural práctica de México:

### **1.6.1. NTC-C (2004).**

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal del año 2004, dentro de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C 2004), no contiene una sección específica para losas planas postensadas aligeradas; sin embargo, contiene algunas recomendaciones en otras secciones que son aplicables a estos sistemas. Específicamente se tienen recomendaciones en la siguiente ubicación del reglamento:

*Capítulo 9 Concreto Presforzado.*

*Sección 9.7 Losas postensadas con tendones no adheridos.*

*Sub-sección 9.7.1 Requisitos generales.*

*Apartado 9.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas.*

En este apartado del reglamento se define a las losas postensadas como un sistema que consta de tendones no adheridos, anclajes y refuerzo ordinario a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa (en el caso de este proyecto el confinamiento en la zona adyacente a la placa de anclaje se realizó por medio de una cubierta plástica conocida en la práctica como “tubil”). El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene las funciones de resistir el cortante y el momento en conexiones losa–columna, controlar el agrietamiento causado por los efectos de contracción y temperatura del concreto, así como de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

Entre las principales recomendaciones aplicables a losas planas postensadas contenidas en el reglamento podemos mencionar:

1. Cuando se emplean losas planas postensadas directamente apoyadas en las columnas, la estructura deberá contar con un sistema primario (estructura dual) reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir fuerzas en su plano.

2. Se deberán considerar en la estructura los momentos debidos a la acción del presfuerzo de la losa, tanto por las deformaciones elásticas como los efectos de largo plazo en el concreto.
3. Se realizará un diseño que garantice que no se presentará ningún tipo de falla frágil en la conexión losa-columna (en especial la falla de penetración por cortante).
4. Para evitar elementos esbeltos que se pudiesen pandear en el plano del diafragma de la losa, se deberá cuidar que la relación claro mayor-espesor no exceda de 40.
5. Las fuerzas y momentos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprece la contribución de la losa plana, excepto por su efecto de diafragma.
6. El sistema resistente a sismo se diseñará para el valor de ductilidad Q que corresponda según su configuración estructural, sin tomar en cuenta la contribución de la losa plana.
7. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión en la losa plana no exceda del 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación unitaria máxima de 0.003 en compresión. Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \cdot \beta_1}{f_y + 6000} b d \quad (\text{ecuación 2.3, sección 2.2.2 NTC-C 2004. En kg})$$

Donde:

$$f_c'' = \beta_1 \cdot (f_c^*) = \beta_1 \cdot (0.8 \cdot f_c')$$

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

8. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debidos a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles. En el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal (NTC-S) se permite un valor de 0.015.



9. Para diseñar el sistema losa plana postensada- columna se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas, su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa postensada sin agrietar. Se usará un valor de  $Q = 2$ .
10. Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa–columna.

### 1.6.2 ACI 318-11 (2011).

El reglamento del Instituto Americano Del Concreto ACI-318 (por su nombre en inglés American Concrete Institute) contiene algunas referencias aplicables al diseño de losas planas postensadas aligeradas (para la presente sección se utilizó la versión del reglamento del año 2011; sin embargo, el capítulo referente al concreto presforzado ya estaba incluido desde versiones anteriores a ese año). Entre las secciones más relevantes podemos mencionar:

*Chapter 18 – Prestressed Concrete.*

*18.1 – Scope.*

*18.3 – Design assumptions.*

*18.4 – Serviceability requirements – flexural members.*

*18.5 – Permissible stresses in prestressing steel.*

*18.7 – Flexural strength.*

*18.9 – Minimum bonded reinforcement.*

*18.12 – Slabs systems.*

A continuación se hace una breve descripción de las disposiciones que contienen las secciones antes mencionadas. Es importante señalar que todas las fórmulas presentadas por el reglamento se encuentran expresadas en unidades del sistema acostumbrado en los Estado Unidos (esfuerzos expresados en  $\text{lb/in}^2$ ):

18.1 – Alcances.

18.1.1 Las indicaciones del capítulo 18 deben ser aplicables a miembros presforzados mediante torones, alambres o barras que cumplan con lo marcado en la sección 3.5.6.

3.5.6. Cuando se utilicen torones, estos deberán cumplir con la norma ASTM A416, donde se estipula que los cables del torón son fabricados con aceros de grado 250 ( $f_u=17595 \text{ kg/cm}^2$ ) o grado 270 ( $f_u=19000 \text{ kg/cm}^2$ ).

18.3 – Hipótesis de diseño.

18.3.3 Miembros presforzados que trabajen a flexión son clasificados como clase U (Uncracked), clase T (Transition) o clase C (Cracked), dependiendo del valor de

esfuerzo a tensión,  $f_t$ , para la fibra extrema a tensión bajo cargas de servicio. Las losas se deben considerar como elementos clase U con un valor  $f_t \leq 6 \sqrt{f'_c}$  (en psi).

#### 18.4 – Requerimientos de servicio para miembros a flexión.

18.4.1 Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia debida al presfuerzo (antes de las pérdidas de presfuerzo) no deberán exceder:

- a) Para el esfuerzo en la fibra extrema a compresión, excepto para lo que permite el inciso b)..... $0.60f'_{ci}$
- b) Para el esfuerzo en la fibra extrema a compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados..... $0.70f'_{ci}$

Donde:

$f'_{ci}$ : Resistencia especificada a compresión del concreto cuando se efectúa el presfuerzo en el elemento.

18.4.2 Los esfuerzos en el concreto bajo cargas de servicio (se suponen propiedades de la sección no agrietada y que todas las pérdidas de presfuerzo ya ocurrieron) no deben exceder:

- a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido a cargas de presfuerzo mas cargas muertas..... $0.45f'_c$
- b) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido a cargas de presfuerzo mas cargas muertas y cargas vivas..... $0.60f'_c$

Donde:

$f'_c$ : Resistencia especificada a compresión del concreto.

#### 18.5 – Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo.

18.5.1 El esfuerzo a tensión en el acero por fuerzas de pretensado no debe exceder de:

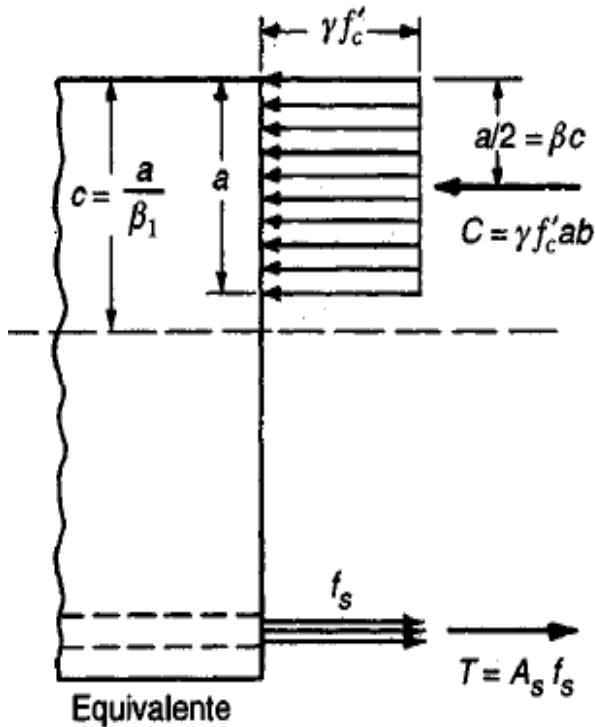
- a) Debido a la fuerza de pretensado del gato..... $0.94f_{py} \leq 0.80 f_{pu}$
- b) Cables para postensados y dispositivos de anclaje..... $0.80 f_{pu}$

Donde:

$f_{py}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo.

$f_{pu}$ : Esfuerzo último del acero de presfuerzo.

## 18.7 – Resistencia a flexión.

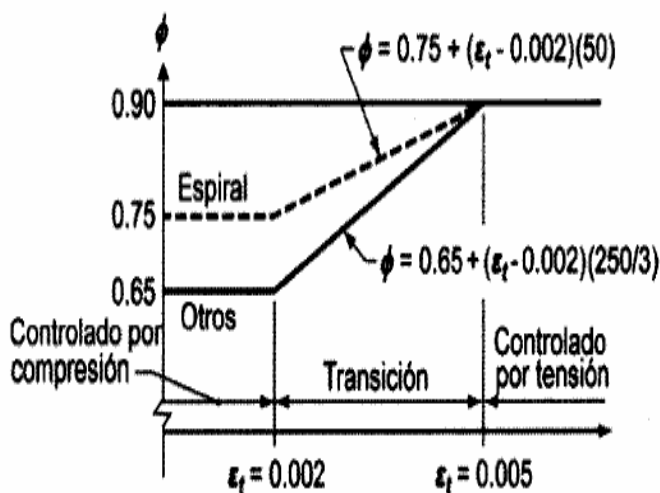


La resistencia a flexión de un elemento de concreto presfuerzo está dada por el par resistente formado entre la fuerza a compresión (proporcionada por la zona del concreto bajo aplastamiento) y la fuerza a tensión (proporcionada por las barras de acero de refuerzo y acero de presfuerzo), suponiendo una distribución rectangular de esfuerzos, bajo una distribución lineal de deformaciones unitarias (ver figura 1.9, donde se muestra una distribución rectangular de esfuerzos tal y como la permite la sección 10.2.6 del AC1 318-11).

El momento nominal resistente,  $M_n$ , se presenta cuando la parte del concreto en compresión alcanza el límite de deformación unitaria última, marcada en un valor  $\epsilon_u = 0.003$ .

**Figura 1.9.** Bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

Mientras en la parte a compresión se presenta la deformación unitaria última; en el extremo a tensión se presentará un valor dado de deformación unitaria a tensión  $\epsilon_t$ ; el cual, depende de la cuantía en el área de acero,  $A_s$ . El área de acero, tanto de refuerzo como de presfuerzo, definirá el nivel de deformación unitaria a tensión.



**Figura 1.10.** Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria  $\epsilon_t$ .

Cuando el nivel de deformación unitaria a tensión es  $\epsilon_t \geq 0.005$ , la sección estará regida por una falla controlada por tensión del acero, presentando un comportamiento dúctil; si la deformación unitaria  $\epsilon_t \leq 0.002$ , entonces la sección se comportará en una falla controlada por compresión del concreto, presentando un comportamiento frágil.

Para el caso en que  $0.002 < \epsilon_t < 0.005$ , se tendrá un caso intermedio en

donde el reglamento sugiere tomar el valor del coeficiente de reducción de resistencia,  $\phi$ , que en lugar de tener un valor fijo de 0.9 variará linealmente de 0.90 hasta un mínimo de 0.65, cuando la pieza tenga un confinamiento mediante estribos cerrados y cuando la pieza tenga un confinamiento mediante zuncho el valor mínimo cambiará de 0.65 a 0.75 (ver figura 1.10).

Es importante comentar que el diseñador debe de optar, en la medida de lo posible, por llevar al elemento estructural a la condición de falla controlada por tensión (en el caso de vigas), por ser esta condición la más favorable en cuanto a comportamiento se refiere. Como se mencionó en párrafos anteriores, la falla controlada por tensión es una falla del tipo dúctil; por lo que de presentarse una sobrecarga en el elemento estructural este se deformará y agrietará visiblemente antes del colapso. La condición deformada prevendrá a tiempo para poder corregir adecuadamente, de ser esto posible.

Para el caso de elementos presforzados sometidos a flexión, el momento de diseño marcado por el reglamento es calculado a partir del equilibrio interno de fuerzas en la sección transversal y esta dado por la ecuación:

$$\phi M_n = \phi [A_{ps} f_{ps} (d_p - \frac{\beta_1 c}{2}) + A_s f_y (d_s - \frac{\beta_1 c}{2})]$$

Donde:

$\phi$ : factor de reducción de la resistencia.

$d_p$ : distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de presfuerzo.

$d_s$ : distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de refuerzo.

$A_{ps}$ : área de acero de presfuerzo.

$A_s$ : área de acero de refuerzo.

$c$ : profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema a compresión.

$\beta_1$ : el reglamento señala que esta constante debe calcularse como:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 4000}{1000} \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto.

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$f_{ps}$ : esfuerzo en el acero de presfuerzo en la resistencia nominal a flexión. Este esfuerzo depende de las condiciones de adherencia de los tendones de presfuerzo. El reglamento estipula que debe calcularse como:

### 18.7.2 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en la resistencia nominal a flexión:

(a) Para miembros presforzados con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (18-1)$$

Donde:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad \omega' = \rho' \frac{f_y}{f_c}$$

$\rho$ : relación del área de acero de refuerzo a tensión entre el área de la sección transversal.

$\rho'$ : relación del área acero de refuerzo a compresión entre el área de la sección transversal.

$\rho_p$ : relación del área de acero de presfuerzo entre el área de la sección (producto del ancho de la sección  $b$  por la distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del arreglo del acero de presfuerzo  $d_p$ ).

$f_y$ : esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo.

$f_c'$ : resistencia a compresión del concreto.

$d$ : distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del arreglo de acero a tensión.

$d'$ : distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del arreglo de acero a compresión.

$f_{py}$ : esfuerzo de fluencia especificado para el acero de presfuerzo.

$f_{pu}$ : esfuerzo último especificado para el acero de presfuerzo.

$\gamma_P$ : factor que depende de la relación entre  $f_{py}$  y  $f_{pu}$ . Este factor se toma igual a 0.55 cuando la relación  $f_{py}/f_{pu}$  no es menor a 0.8; 0.40 para cuando la relación  $f_{py}/f_{pu}$  no es menor a 0.85 y 0.28 cuando la relación  $f_{py}/f_{pu}$  no es menor a 0.90.

(b) Para miembros presforzados con tendones desadheridos y relación claro/peralte de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \quad (18-2)$$

Donde:

$f_{se}$ : esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo luego de las pérdidas en el presfuerzo.

Pero en la ecuación (18-2)  $f_{ps}$  no debe ser tomado mayor que el menor de los valores entre  $f_{py}$  y  $(f_{se} + 60,000)$ .

(c) Para miembros presforzados con tendones desadheridos y relación claro/peralte mayor a 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} \quad (18-3)$$

Donde:

$f_{se}$ : esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo luego de las pérdidas en el presfuerzo.

Pero en la ecuación (18-3)  $f_{ps}$  no debe ser tomado mayor que el menor de los valores entre  $f_{py}$  y  $(f_{se} + 30,000)$ .

#### 18.9 – Acero de refuerzo adherido mínimo.

Se debe proporcionar un área mínima de acero de refuerzo adherido en elementos presforzados con tendones desadheridos tal como se indica en:

18.9.3 Para sistemas de losas planas en dos direcciones el área de acero refuerzo adherido mínimo (adicional al acero de presfuerzo), así como su distribución debe ser tal que:

- En zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tensión en el concreto bajo cargas de servicio excede  $2\sqrt{f'_c}$  el área mínima está dada por:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y} \quad (18-5)$$

Donde:

$A_s$ : área de acero de refuerzo.

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, no menor a 60,000 psi.

$N_c$ : fuerza de tensión resultante que actúa en la porción de la sección transversal sometida a esfuerzos de tensión debidos a los efectos de cargas de servicio y cargas de presfuerzo.

- En zonas de momento negativo dentro de los soportes con columnas, el área mínima en el lecho superior de la losa en cada dirección está dada por:

$$A_s = 0.00075 A_{cf} \quad (18-6)$$

Donde:

$A_s$ : área de acero de refuerzo.

$A_{cf}$ : la mayor de las áreas netas de las franjas centrales de losa, que se intercepten en sentido ortogonal en una columna.

El refuerzo mínimo requerido por la ecuación (18-5) ó (18-6) debe ser uniformemente distribuido, en ambas direcciones, entre líneas encontradas a una distancia 1.5 veces el peralte de la losa luego del paño de la columna de soporte y debe estar espaciado a un máximo de 12 in.

18.9.4 La longitud mínima para el acero adherido está dada por:

- En zonas de momento positivo el refuerzo mínimo debe tener una longitud de por lo menos un tercio del claro entre apoyos.
- En zonas de momento negativo el refuerzo mínimo debe tener una longitud de por lo menos un sexto del claro entre apoyos, hacia cada lado del apoyo.

## 18.12 – Sistemas de losas.

18.12.2 La resistencia de diseño a cortante  $\phi V_n$  en losas presforzadas apoyadas en columnas se calcula tal como se indica en el capítulo 11 “Cortante y torsión”, sección 11.11 “Especificaciones para losas y cimentaciones”. Se muestran a continuación las formulas aplicables:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (11-2)$$

$$V_c = (\beta_P \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{PC}) b_0 d + V_P \quad (11-34)$$

$$V_s = \frac{A_V f_{yt} d}{s} \quad (11-15)$$

Donde:

$\Phi$ : factor de reducción a la resistencia igual a 0.75.

$\beta_P$ : factor tomado como el menor valor entre 3.5 y  $(\alpha_s d / b_0 + 1.5)$ ,  $\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

$\lambda$ : factor de modificación que toma en cuenta la reducción de propiedades mecánicas por el empleo de concreto de peso ligero. Vale 1.00 para concreto de peso normal, 0.85 para concretos ligeros fabricados con arenas normales y 0.75 para los demás concretos ligeros.

$b_0$ : perímetro de la sección crítica a cortante por penetración. Está definido por líneas ubicadas a medio peralte de losa más allá de los paños de la columna de apoyo.

$d$ : peralte efectivo de la sección transversal.

$f_{PC}$ : esfuerzo a compresión del concreto (luego de aplicadas las cargas de presfuerzo y restadas todas las pérdidas) en el centroide de la sección transversal.

$V_P$ : componente vertical de todas las fuerzas efectivas de presfuerzo que cruzan la sección crítica.

$f'_c$ : resistencia a compresión del concreto.

$A_V$ : área de acero del refuerzo a cortante, localizado en un intervalo  $s$ .

$S$ : separación centro a centro del refuerzo a cortante.

$f_{YT}$ : esfuerzo de fluencia especificado para el acero de refuerzo a cortante.

### 1.6.3 CSA A23.3-04 (2004).



El reglamento de diseño para estructuras de concreto de la Asociación Canadiense de Estándares (CSA A23.3-04 por su título en inglés Canadian Standards Association), en su tercera edición del año 2004, no contiene un apartado específico que haga referencia al tópico de losas planas postensadas aligeradas.

A pesar de lo anterior, el reglamento contiene algunas recomendaciones que están relacionadas con el tema que, aunque aplicables a losas macizas (ya que en Canadá no es común el uso de losas aligeradas), se pueden aplicar al diseño de losas planas aligeradas postensadas.

**Figura 1.11.** Portada reglamento canadiense.

El reglamento Canadiense presenta todas sus fórmulas en unidades del sistema internacional y las secciones aplicables están contenidas principalmente en los capítulos 13 y 18. Las recomendaciones principales son:



### 13 Two-way slab systems.

#### 13.2 Minimum slab thickness.

##### *13.2.3 Slabs without beams between supports.*

#### 13.3 Design procedures for shear for slabs without beams.

##### *13.3.4 Maximum shear stress resistance without shear reinforcement.*

##### *13.3.7 Shear reinforcement for slabs without beams.*

##### *13.3.9 Stirrup reinforcement.*

### 18 Prestressed concrete.

#### 18.3 Permissible stresses for flexure and axial load.

##### 18.3.1

##### 18.3.3

#### 18.4 Permissible stresses in tendons.

#### 18.8 Minimum bonded reinforcement.

#### 18.12 Two-way slabs systems.

##### *18.12.3 Shear resistance.*

##### *18.12.5 minimum bonded non-prestressed reinforcement.*

De las secciones señaladas en el capítulo 13, se pueden mencionar las siguientes recomendaciones:

Sección 13.2.3 losas sin vigas entre soportes.

El espesor mínimo de losas planas, sin ábaco, deberá tener el valor dado por:

$$h_s = \frac{L_N(0.6 + \frac{f_y}{1000})}{30} \geq 120 \text{ mm} \quad (\text{ecuación 13.1})$$

Donde:

$h_s$ : espesor de la losa (mm).

$L_N$ : longitud del claro mayor (mm).

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

Sección 13.3.4 Esfuerzo cortante máximo resistido sin refuerzo a cortante.

El esfuerzo cortante resistido por el concreto de las losas planas, sin ábacos y sin refuerzo a cortante, esta dado por el menor de los valores:

$$v_c = (1 + \frac{2}{\beta_c}) 0.19 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (\text{ecuación 13.5})$$

$$v_c = (\frac{\alpha_c d}{b_0} + 0.19) \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (\text{ecuación 13.6})$$

$$v_c = 0.38 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (\text{ecuación 13.7})$$

Donde:

$v_c$ : esfuerzo cortante resistido por la sección de concreto (MPa).

$\beta_c$ : radio de la longitud mayor entre la longitud menor de la columna analizada.

$\lambda$ : factor de modificación por densidad del concreto, igual a 1.00 para concreto de peso normal, igual a 0.85 para concretos con densidad media con agregados finos a base de arenas naturales y 0.75 para concretos de baja densidad.

$\phi_c$ : factor de resistencia del concreto igual a 0.65.

$\sqrt{f'_c}$ : raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto, la cual no excederá de 8 MPa.

$\alpha_c$ : factor de reducción usado para las propiedades de la rigidez efectiva de la columna, igual a 4 para columnas interiores, igual a 3 para columnas de borde e igual a 2 para columnas de esquina.

$d$ : peralte efectivo de la losa (mm), si este peralte fuera mayor a 300 mm se deberá multiplicar ese valor por  $\frac{1300}{(1000+d)}$

$b_0$ : sección crítica para cortante por penetración, es una sección localizada en el plano de la losa y es igual al área encerrada por el área de la columna prolongada por  $d/2$  más allá del paño de la columna.

### Sección 13.3.7 Refuerzo por cortante para losas sin vigas.

El refuerzo a cortante puede ser suministrado por medio de pernos conectores de cortante o por estribos para incrementar la capacidad a cortante de la losa. La resistencia a esfuerzo cortante está dada por:

$$V_r = V_c + V_s \quad (\text{apartado 13.3.7.3})$$

Donde:

$v_c$ : esfuerzo cortante resistido por el concreto (MPa).

$v_s$ : esfuerzo cortante resistido por el acero de refuerzo (MPa).

### Sección 13.3.9 Refuerzo a cortante mediante estribos.

Cuando el refuerzo a cortante es por medio de estribos los valores de  $v_c$  y  $v_s$  están dados por:

$$v_c = 0.19 \lambda \phi_C \sqrt{f'_c} \quad (\text{apartado 13.3.9.3})$$

$$v_s = \frac{\phi A_{vs} f_{yv}}{b_0 S} \quad (\text{ecuación 13.11})$$

Donde:

$v_c$ : esfuerzo cortante resistido por la sección de concreto (MPa), el cual no se tomara mayor que  $0.55 \lambda \phi_C \sqrt{f'_c}$ .

$v_s$ : esfuerzo cortante resistido por el acero de refuerzo (MPa).

$\lambda$ : factor de modificación por densidad del concreto, igual a 1.00 para concreto de peso normal, igual a 0.85 para concretos con densidad media con agregados finos a base de arenas naturales y 0.75 para concretos de baja densidad.

$\phi_C$ : factor de resistencia del concreto igual a 0.65.

$\phi_s$ : factor de resistencia de acero de refuerzo corrugado igual a 0.85.

$\sqrt{f'_c}$ : raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto, cuyo resultado no excederá de 8 MPa.

$A_{vs}$ : área de la sección transversal de todos los ramales del estribo ( $\text{mm}^2$ ).

$f_{yv}$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a cortante (Mpa).

$b_0$ : sección crítica para cortante por penetración, es una sección localizada en el plano de la losa y es igual al área encerrada por el área de la columna prolongada por  $d/2$  más allá del paño de la columna.

$S$ : separación de los estribos (mm), la cual no excederá de  $d/2$  y se colocará el primer estribo a una distancia  $d/4$  del paño de la columna.

De las secciones señaladas en el capítulo 18, se pueden mencionar las siguientes recomendaciones:

Sección 18.3.1 Esfuerzos permisibles iniciales.

Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de las transferencias de las fuerzas de presfuerzo no deben de exceder:

(a) Fibra extrema esfuerzo en compresión:

$$0.6 f'_{ci}$$

(b) Fibra extrema esfuerzo en tensión, excepto lo marcado en (c):

$$0.25\lambda\sqrt{f'_{ci}}$$

(c) Fibra extrema esfuerzo en tensión, elementos simplemente apoyados:

$$0.5\lambda\sqrt{f'_{ci}}$$

Donde:

$\lambda$ : factor de modificación por densidad del concreto, igual a 1.00 para concreto de peso normal, igual a 0.85 para concretos con densidad media con agregados finos a base de arenas naturales y 0.75 para concretos de baja densidad.

$f'_{ci}$ : resistencia del concreto a la edad de transferencia del presfuerzo (MPa).

### Sección 18.3.3 Esfuerzos permisibles finales.

Los esfuerzos en el concreto ante las cargas de presfuerzo y las cargas especificadas de diseño no deben de exceder:

(a) Fibra extrema esfuerzo en compresión:

$$0.6 f'_c$$

(b) Fibra extrema esfuerzo en tensión:

$$0.5\lambda\sqrt{f'_c}$$

Donde:

$\lambda$ : factor de modificación por densidad del concreto, igual a 1.00 para concreto de peso normal, igual a 0.85 para concretos con densidad media con agregados finos a base de arenas naturales y 0.75 para concretos de baja densidad.

$f'_c$ : resistencia a compresión del concreto (MPa).

### Sección 18.4 esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo.

La tensión en los torones de presfuerzo no debe de exceder el valor:

$$0.85f_{pu} \text{ pero no mayor a } 0.94f_{py}$$

Donde:

$f_{pu}$ : esfuerzo ultimo del acero de presfuerzo (MPa).

$f_{py}$ : esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo (MPa).

### Sección 18.8 Acero mínimo.

Las cuantías mínimas de acero de refuerzo (adherido) y de acero de presfuerzo (desadherido) están dados por:

El área de acero de presfuerzo mínima (elementos desadheridos):

- Cuando el esfuerzo a tensión  $\leq 0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ :

(a) Por momento negativo:

$$0.0006hL_n$$

(b) Por momento positivo en esfuerzo de compresión del concreto  $> 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0.004A$$

(c) Por momento positivo con esfuerzo a compresión del concreto  $\leq 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0$$

- Cuando el esfuerzo a tensión  $\geq 0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ :

(a) Por momento negativo:

$$0.00075hL_n$$

(b) Por momento positivo en esfuerzo de compresión del concreto  $> 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0.005A$$

(c) Por momento positivo con esfuerzo a compresión del concreto  $\leq 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0$$

El área de acero de refuerzo mínima (elementos adheridos):

- Cuando el esfuerzo a tensión  $\geq 0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ :

(a) Por momento negativo:

$$0.00045hL_n$$

(b) Por momento positivo en esfuerzo de compresión del concreto  $> 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0.003A$$

(c) Por momento positivo con esfuerzo a compresión del concreto  $\leq 0.2\lambda\sqrt{f'_c}$ :

$$0$$

Donde:

$h_s$ : espesor de la losa (mm).

$L_n$ : longitud del claro mayor (mm).

A: área de la sección transversal sometida a tensión en un elemento sometido a flexión.

#### Sección 18.12.3 Resistencia a cortante.

El diseño por cortante se efectuara tomando las indicaciones de la sección 13.3, apartados 13.3.7. y 13.3.9.

#### Sección 18.12.5 Acero de refuerzo mínimo.

El diseño de cuantía mínima de acero de refuerzo (adherido) y acero de presfuerzo (desadherido) sigue las indicaciones de la sección 18.8.

## CAPITULO 2

### PROYECTO ANALITICO

#### 2.1 INTRODUCCIÓN.

En el capítulo 2 “proyecto analítico” se hace una descripción de los trabajos desarrollados para seleccionar, planear, definir, analizar y diseñar el modelo estructural que sirvió de base para obtener la geometría y armados de los especímenes a probar en laboratorio. A groso modo los trabajos consistieron en la formulación de un prototipo pequeño de geometría regular, que representa un edificio de dos niveles diseñado con entrepisos de losas planas postensadas aligeradas. Las peculiaridades de este prototipo pequeño se comentan a continuación.

#### 2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO A ESTUDIAR.



**Figura 2.1.** Construcción de losas planas.

En un principio, para esta tesis, se planteó la posibilidad de realizar ensayos en una parte de un prototipo real. Este prototipo real era un edificio calculado y construido por uno de los despachos de cálculo más reconocidos de la Ciudad de México; sin embargo, dadas las limitaciones del laboratorio de estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, que sería utilizado para las pruebas, esto resultaría muy difícil de realizar. Se analizó entonces la posibilidad de trabajar con un modelo a escala de las condiciones reales; para lo cual, luego de revisar la bibliografía disponible (Ferguson y Zuheir, 1963) se pensó en ensayar un modelo a una escala al 25% del tamaño real.

Nuevamente; se encontró que las limitantes para llevar a cabo esto serían muchas; entre las principales se puede mencionar:

- Las dimensiones de la estructura reducidas por factor de escala lineal (Ferguson y Zuheir, 1963); por ejemplo, el diámetro de algunas barras de acero de refuerzo en la estructura original es de  $3/8"$  (#3), es decir, 9.5 mm; reduciendo esta dimensión por un factor de escala de 0.25 se concluye que se requiere una barra de 2.375 mm de diámetro en el modelo, la cual no existe en el mercado e implica la fabricación especial de refuerzo.

- Las fuerzas aplicadas reducidas por un factor de escala al cuadrado (Ferguson y Zuheir, 1963); lo que implica complicaciones e incertidumbres en los resultados.
- El factor de reducción de los momentos flexionates debe de ser alterado por un factor de escala al cubo (Ferguson y Zuheir, 1963).
- Las dimensiones del modelo a esta escala siguen sobrepasando la capacidad de las herramientas disponibles en el laboratorio, que limitan el ensayo a especímenes no mayores a 2 m, en sus dimensiones en planta, y con peso máximo de 3 toneladas.

Debido a lo anterior se decidió no estudiar experimentalmente la estructura que había diseñado el despacho de cálculo; tampoco se trabajó sobre la formulación de un modelo a escala de éste, sino que se ensayó un prototipo pequeño, similar al que se utilizó en el estudio del Doctor Eduardo Arellano Méndez, titulado: *“Cortante por penetración y transferencia de momentos en losas postensadas encasetonadas”*. De esta manera se busca analizar problemas generales de este tipo de estructuras y no una estructura en particular.

### 2.2.1 GEOMETRÍA DEL PROTOTIPO.

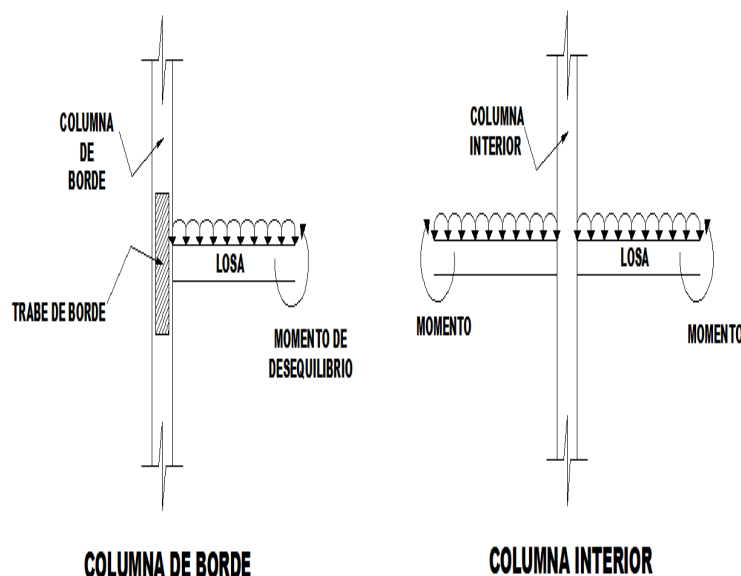


Figura 2.2. Momento de desequilibrio

El proyecto analítico implicó el diseño de un prototipo que use el sistema de piso a base de losas planas postensadas aligeradas y un sistema exterior resistente a sismo a base de marcos de concreto. Una vez diseñado el prototipo, se tomó una conexión interior losa plana postensada-columna que fuera representativa del comportamiento de la conexión y se delimitó el tamaño de la zona a ensayar. Se decidió trabajar sobre una conexión interior debido a que:

- a) El efecto de penetración por cortante es mayor en las conexiones interiores debido a la presencia de mayor carga axial en el nudo en comparación con una conexión de borde.

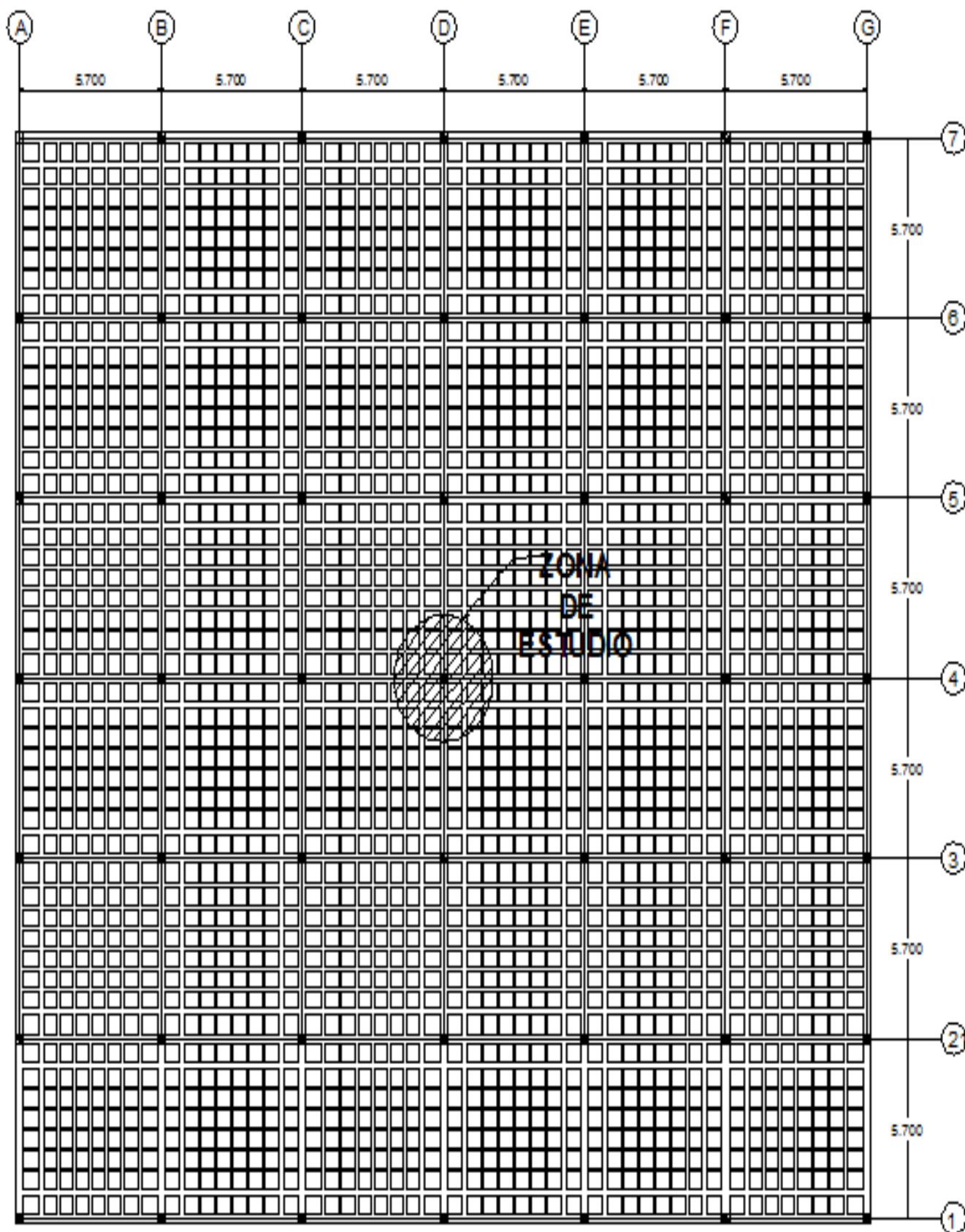


- b) A pesar de que el momento de desequilibrio es mayor en una conexión de borde que en una conexión interior (ver figura 2.2.), se estimó que este efecto no es considerable tomando en cuenta que el sistema resistente a sismo está colocado justamente junto a las conexiones de borde, lo que ayuda a limitar los efectos desfavorables del desequilibrio de momentos.

El prototipo pequeño utilizado en la presente investigación difiere un poco del utilizado en las investigaciones de Arellano en los siguientes aspectos:

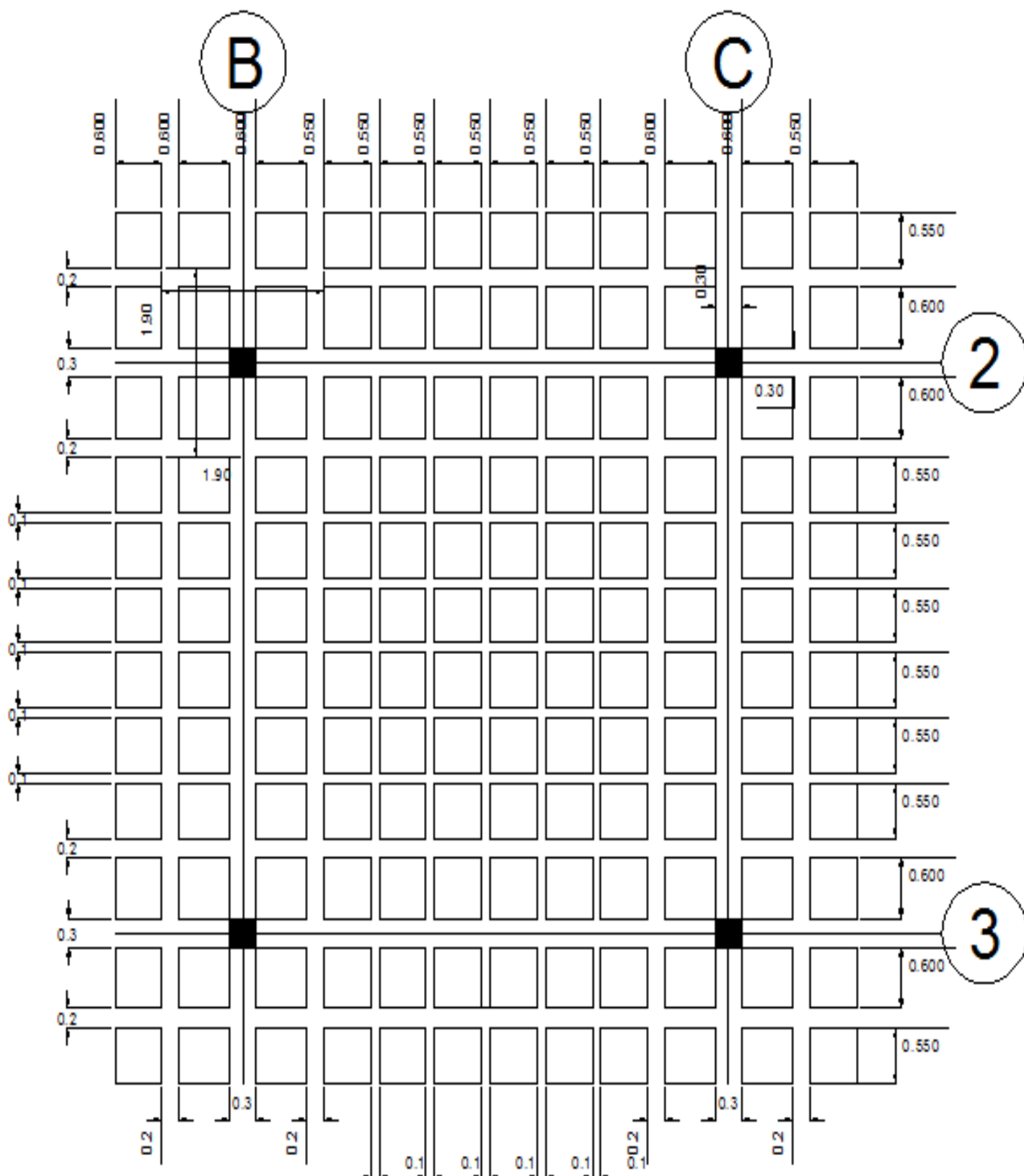
- a) Los claros entre ejes de columna del prototipo pequeño tienen una distancia mas corta; pues mientras que los utilizados por Arellano tenían 6.0 m, en el presente ensaye se propusieron de 5.7 m. Lo anterior fue buscando tener un arreglo de casetones de aligeramiento más simétrico, ya que es esa simetría la que se busca en obra para tener menos problemas constructivos. Debido al reacomodo de nervaduras y tamaño de casetones se estimó que los valores de carga muerta en el peso de la losa eran diferentes a los usados por Arellano, por lo que se procedió a recalcularlos (ver sección 2.2.3).
- b) Se propuso un peralte de losa más grande; en la investigación de Arellano se manejó un peralte de 18.5 cm, en la presente se utilizaron peraltes de 25 cm (exceptuando el primer espécimen, el cual tuvo 18.5 cm). Lo anterior se propuso así para observar la influencia directa del peralte de la losa en el comportamiento de la conexión losa plana aligerada postensada-columna.
- c) El numero de niveles del prototipo pequeño es menor; en la investigación de Arellano se trabajó con un prototipo pequeño de 3 niveles, en la presente investigación se manejó de 2 niveles. Lo anterior para que las conexiones losa-columna tuvieran valores de cortante por penetración bajos; ya que a menor cortante por penetración actuante en el nudo, mayor capacidad de deformación (lo que permitió llevar al espécimen a valores de deformación elevados y monitorear su evolución carga-deformación).
- d) El sistema perimetral resistente a sismo es mas pequeño; el utilizado por Arellano suponía el empleo de marcos resistentes a cargas laterales con columnas de sección cuadrada de 80x80 cm, mientras que el reportado en la presente investigación supuso el empleo de columnas de 60x60 cm. La diferencia en la rigidez lateral del sistema resistente a sismo entre ambas investigaciones implicó que para el diseño de la losa plana aligerada postensada del prototipo pequeño de la presente investigación se efectuara una distribución de las cargas sísmicas, para el cual el sistema losa-columna central aportó mayor rigidez y por lo tanto estuvo sometido, en proporción, a más fuerza sísmica.

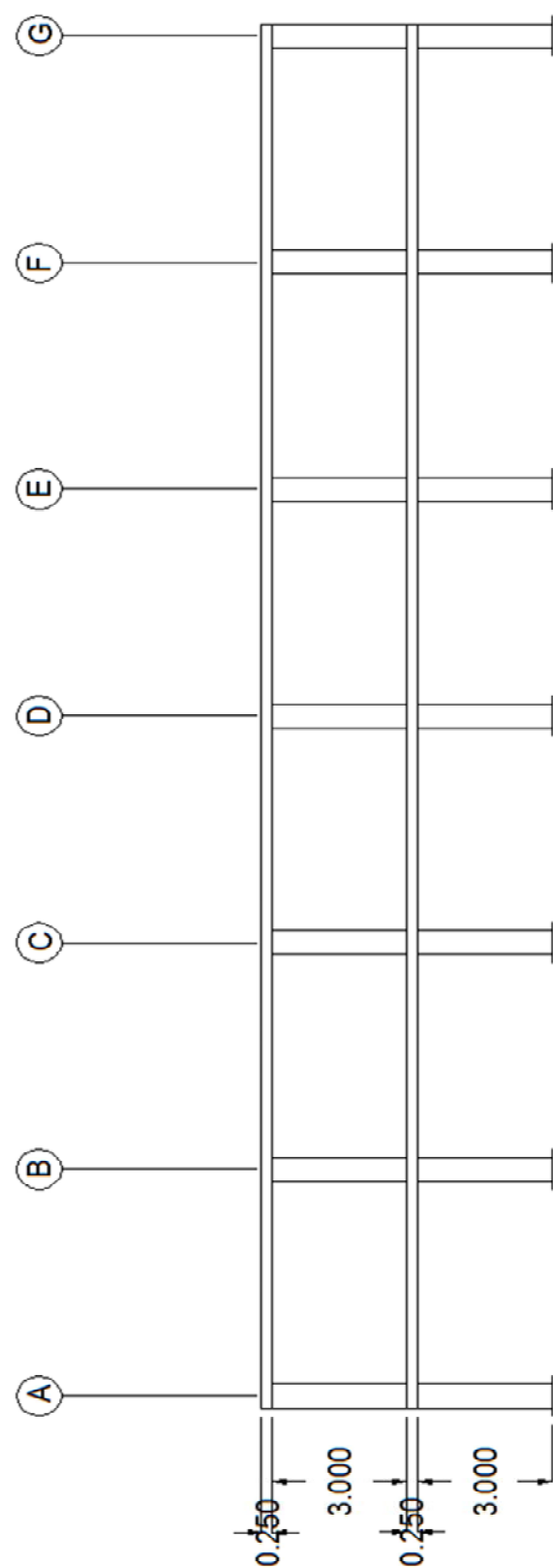
En las figuras 2.3. a la 2.5 se observa la geometría y detalle utilizados en el prototipo pequeño de la presente investigación.



## PLANTA ESTRUCTURAL

Figura 2.3. Prototipo pequeño. Vista en planta.





**ELEVACIÓN DE MARCO EJES LETRA**

**Figura 2.5.** Prototipo pequeño. Vista en elevación.

En planta se tiene una estructura simétrica, con claros de 5.7 m, con suficientes crujías (5 claros por lado), para que la conexión interior no tenga momentos de desequilibrio ante cargas verticales (ver figura 2.3.).

El peralte total de la losa aligerada es de 0.25 m. Existen dos zonas aligeradas:

- zona central con casetones de 0.55x0.55x0.20 m y con nervaduras de base 0.1 m (ver figura 2.4).
- zona de nervaduras principales-adyacentes con casetones de 0.60x0.55x0.20 m, nervaduras principales de base 0.30 m, nervaduras adyacentes de base 0.20 m (ver figura 2.4).

Las columnas interiores son de 0.30 x 0.30 m con una altura de piso libre de 3.00 m con dos niveles (ver figura 2.5.). La estructura cuenta con un sistema de marcos sismo resistentes en el perímetro; las columnas de estos marcos tienen un tamaño de 0.60 x 0.60 m y las trabes 0.60 x 0.30 m. No se detalla el armado del marco resistente a sismo, solamente se dimensionó para garantizar que la rigidez lateral del sistema es suficiente para resistir la fuerza sísmica y los desplazamientos laterales.

### 2.2.2 CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO.

El análisis para cargas gravitacionales se efectuó tomando las especificaciones de las NTC-RDF de la sección “*Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*”.

A continuación se muestran los análisis de carga utilizados para el modelo estructural analítico:

- **Carga muerta.**

Se distinguen en el entrepiso del prototipo pequeño dos (2) zonas para el análisis de carga muerta:

1. La zona aligerada que comprende a las nervaduras principales-adyacentes:

▪ Piso:	(0.015 m) (2000 kg/m <sup>3</sup> ) =	30 kg/m <sup>2</sup>
▪ Mortero:	(0.020 m) (1500 kg/m <sup>3</sup> ) =	30 kg/m <sup>2</sup>
▪ volumen total:	(1.90 m) (3.80 m) (0.25 m) =	1.805 m <sup>3</sup>
▪ volumen aligerado:	12(0.55 m) (0.60 m) (0.20 m) =	0.792 m <sup>3</sup>
▪ Volumen neto de concreto:		= 1.013 m <sup>3</sup>
▪ Losa de concreto:	{(1.013 m <sup>3</sup> ) (2400 kg/m <sup>3</sup> )/7.22m <sup>2</sup> =	337 kg/m <sup>2</sup>
▪ Instalaciones e iluminación:		= 25 kg/m <sup>2</sup>
▪ Plafón:		= 10 kg/m <sup>2</sup>
▪ Sobrecarga:		= 20 kg/m <sup>2</sup>

**Carga muerta=**

**452 kg/m<sup>2</sup>**

2. La zona aligerada que comprende a las nervaduras centrales:

▪ Piso:	$(0.015 \text{ m}) (2000 \text{ kg/m}^3) = 30 \text{ kg/m}^2$
▪ Mortero:	$(0.020 \text{ m}) (1500 \text{ kg/m}^3) = 30 \text{ kg/m}^2$
▪ volumen total:	$(3.80 \text{ m}) (3.80 \text{ m}) (0.25 \text{ m}) = 3.610 \text{ m}^3$
▪ volumen aligerado:	$36(0.55 \text{ m}) (0.55 \text{ m}) (0.20 \text{ m}) = 2.178 \text{ m}^3$
▪ Volumen neto de concreto:	$= 1.432 \text{ m}^3$
▪ Losa de concreto:	$\{(1.432 \text{ m}^3) (2400 \text{ kg/m}^3)\}/14.44\text{m}^2 = 238 \text{ kg/m}^2$
▪ Instalaciones e iluminación:	$= 25 \text{ kg/m}^2$
▪ Plafón:	$= 10 \text{ kg/m}^2$
▪ Sobrecarga:	$= 20 \text{ kg/m}^2$

**Carga muerta=**

**353 kg/m<sup>2</sup>**

- **Carga viva.**

Para el análisis gravitacional se manejó la carga viva máxima correspondiente al uso de azotea (100 Kg/m<sup>2</sup>) y oficinas (250 Kg/m<sup>2</sup>), para la cubierta superior y el entrepiso, respectivamente.

Para el análisis ante fuerzas sísmicas se empleó la correspondiente carga viva para acciones accidentales de azotea (70 Kg/m<sup>2</sup>) y oficinas (180 Kg/m<sup>2</sup>), para la cubierta superior y el entrepiso, respectivamente.

### **2.2.3 CARGAS SÍSMICAS DE DISEÑO.**

El análisis sísmico se efectuó de acuerdo con las especificaciones de las NTC-RDF del cuerpo principal de la sección “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”. Se efectuó un análisis estático de fuerzas sobre el modelo analítico, por tratarse de una estructura regular tanto en geometría, cargas y materiales; además, la fuerza sísmica es resistida casi en su totalidad por un sistema primario resistente a sismo.

La estructura fue clasificada tipo “B” y se ubicó en la zona II de la zonificación geotécnica del Valle de México, con un coeficiente sísmico  $c=0.32$ . Se efectuó un modelo estructural integrando tanto el sistema primario resistente a sismo como las losas planas postensadas aligeradas para tomar en cuenta la interacción entre ambos elementos.

La estructura, en su conjunto, fue diseñada para una ductilidad  $Q=2.00$  y para una deformación lateral máxima permisible de entrepiso igual a 0.006 (tal como lo marca el cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; a pesar de que en el apéndice A se permite un valor de 0.015 no se utilizó éste, ya que el análisis de fuerzas se efectuó con lo señalado en el cuerpo principal).

Los cortantes de entrepiso fueron estimados para las masas de las losas, tanto por carga muerta como por carga viva reducida. Como carga muerta se consideró únicamente el peso propio de los elementos estructurales; no se consideró ninguna sobrecarga por elementos no estructurales (tales como muros divisorios o herrería). Además, tal como se mostró en los análisis de carga antes desglosados, se tienen dos zonas para la carga muerta: la zona aligerada que comprende a las nervaduras principales-adyacentes y la zona aligerada que comprende a las nervaduras centrales; por tal razón, fue necesario definir el área propia y establecer cuánta masa aporta cada una de estas zonas al análisis sísmico estático.

El área y el peso para análisis sísmico se muestran en la tabla 1:

CUBIERTA	TIPO	ANCHO	LARGO	AREA	CARGA MUERTA (Kg/m <sup>2</sup> )	CARGA VIVA REDUCIDA (Kg/m <sup>2</sup> )
AZOTEA	PRINCIPAL ADYACENTE	11.90	34.20	406.98	452.00	70.00
AZOTEA	CENTRAL	22.30	22.30	497.29	353.00	70.00
ENTREPISO	PRINCIPAL ADYACENTE	11.90	34.20	406.98	452.00	180.00
ENTREPISO	CENTRAL	22.30	22.30	497.29	353.00	180.00

**Tabla 2.1.** Áreas y pesos para análisis sísmico.

En la tabla 2 se muestran los valores calculados para las fuerzas laterales de entrepiso:

Coeficiente Sismico C					0.32		Factor de Comportamiento Sísmico Q					2.00	
Nivel	W C. Muerta	W C. Viva	W Otros	W Estructura	Wi	Hi	WiHi	Fi	Vi	Fi/nudo			
AZOTEA	359,498	63,299	0	45,214	468,011	7.00	3,276,075	103,145	103,145				
ENTREPISO	359,498	162,769	0	45,214	567,480	3.50	1,986,182	62,534	165,679				
Sumas					1035491			5262257	165679				
FUERZA SÍSMICA													

**Tabla 2.2.** Cortantes de entrepiso para análisis por sismo.

El valor  $F_i$  mostrado en la tabla 2 corresponde a la fuerza colocada como fuerza sísmica para cada entrepiso. Esta fuerza fue calculada utilizando una distribución triangular dada por la expresión:

$$F_i = \frac{W_i * H_i}{\sum W_i * H_i} * \frac{C}{Q} * \sum W_i$$

Donde:

$F_i$ : fuerza sísmica del i-enésimo piso (kg).

$W_i$ : Peso del i-nesimo piso (kg).

$H_i$ : Altura medida desde la base para el i-nesimo piso (m).

C: coeficiente sísmico (0.32).

Q: ductilidad estructural (2.00).

La distribución de esta fuerza sísmica y el diseño sísmico de los elementos estructurales se realizó considerando la envolvente de dos modelos:

1. El sistema primario sismo resistente fue revisado bajo la premisa de que es capaz de tomar el 100% de las fuerzas laterales, sin la contribución del sistema portante de las cargas gravitacionales a rigidez lateral.
2. Los elementos del sistema portante de las cargas gravitacionales fueron diseñados de un modelo en donde todos los elementos contribuyen a soportar fuerzas sísmicas. La distribución de la fuerza sísmica se efectuó considerando las rigideces laterales propias de los elementos resistentes a sismo de la estructura. A pesar de que el sistema primario de marcos exteriores contribuyó en soportar la mayoría de las fuerzas laterales (70 %), se encontró que hay una porción de fuerza sísmica (30%) que es soportada por los marcos interiores formados por las columnas interiores y las nervaduras principales.

El valor  $V_i$  mostrado en la tabla 2 corresponde al cortante reducido de entrepiso acumulado para cada nivel del modelo estructural idealizado. Se observa que el cortante basal, reducido por una ductilidad  $Q=2.00$  y coeficiente sísmico  $C=0.32$ , es de  $V= 165, 679$  Kg.



#### 2.2.4. CARGA EQUIVALENTE DE POSTENSADO.

Adicional a las cargas muertas y las cargas vivas, aplicadas como cargas gravitacionales sobre el modelo estructural, se aplicó también una carga especial para poder simular los efectos que los cables de presfuerzo generan sobre las losas. Los cables de presfuerzo, colocados de manera no adherida y anclados apropiadamente en los extremos de las losas, tienen como efecto generar una carga vertical ascendente que contrarresta parcialmente los efectos de las cargas gravitacionales.

Cuando se suministra una fuerza de postensado a los cables, éstos transmiten una fuerza efectiva de compresión al concreto ( $F_e$ ). Esta fuerza de compresión se origina debido a que los cables deformados por la fuerza de postensado tiende a recuperar su forma una vez que se liberan los efectos de las tensiones y al contraerse comprimen al concreto por acción del anclaje existente entre ambos elementos.

Para poder estimar el valor de la fuerza de postensado que es necesaria aplicar al cable ( $T$ ), para generar los efectos que compensen una porción dada de la carga gravitacional, se aplicó el “Método de la carga equivalente” (T. Y. Lin, 1963). Considerando que el perfil del cable es parabólico, como se ve en la figura 2.6, se sabe que la ecuación que describe la forma de la parábola es:

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-W_b \cdot x + T \cdot \left( \frac{dx}{dy} \right) = 0$$

$$y = \frac{W_b \cdot x^2}{2T} \quad (1)$$

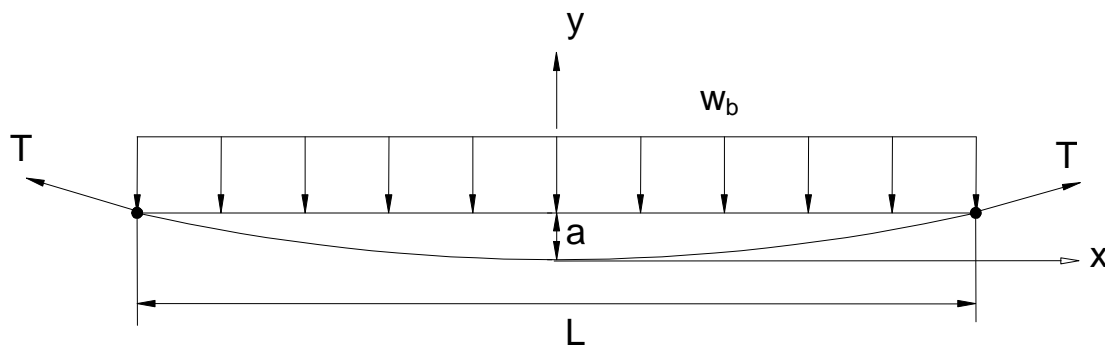


Figura 2.6. Cable parabólico.

Suponiendo el vértice de la parábola en la parte más baja (distancia  $a$ ), se llega a la expresión que relaciona la tensión ( $T$ ) con la carga a compensar ( $Wb$ ):

$$x = L/2 ; y = a$$

$$a = \frac{Wb}{T} * \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} \quad (2)$$

La expresión de la ecuación 2, permite modelar al cable parabólico como una carga uniformemente distribuida actuando en dirección de la concavidad de la parábola. La solución de la ecuación diferencial puede verse en la ecuación 3:

$$T = \frac{w_b L^2}{8a} \quad (3)$$

Además debido a que un cable en el espacio estará en equilibrio, deben considerarse las reacciones ( $V_a$  y  $V_b$ ) que se generan en el elemento estructural que equilibran la acción de la carga compensada. La representación de la solución se ve en la figura 2.7.

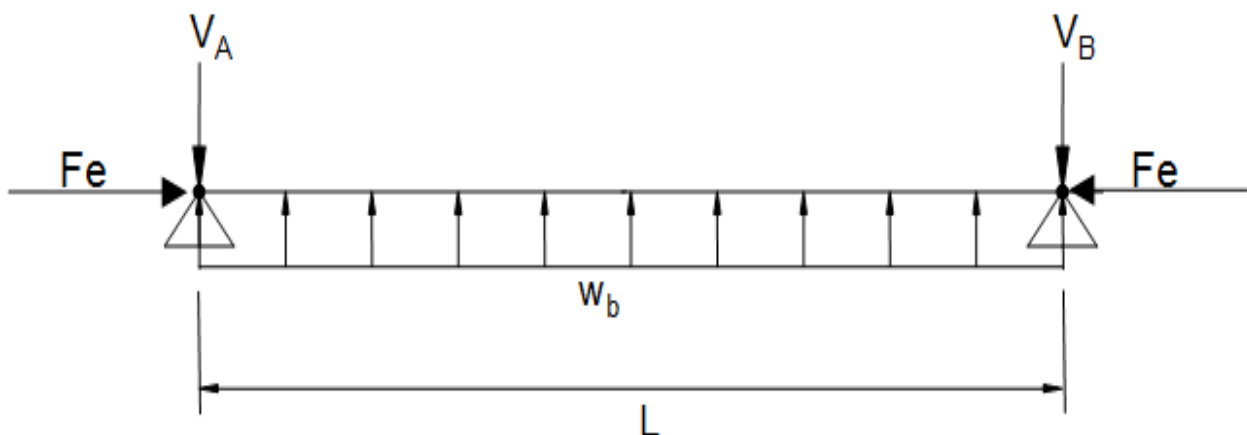


Figura 2.7. Carga equivalente.

### 2.2.5 DEFINICIÓN DE CUANTÍA Y TRAYECTORIA DE CABLES DE POSTENSADO.

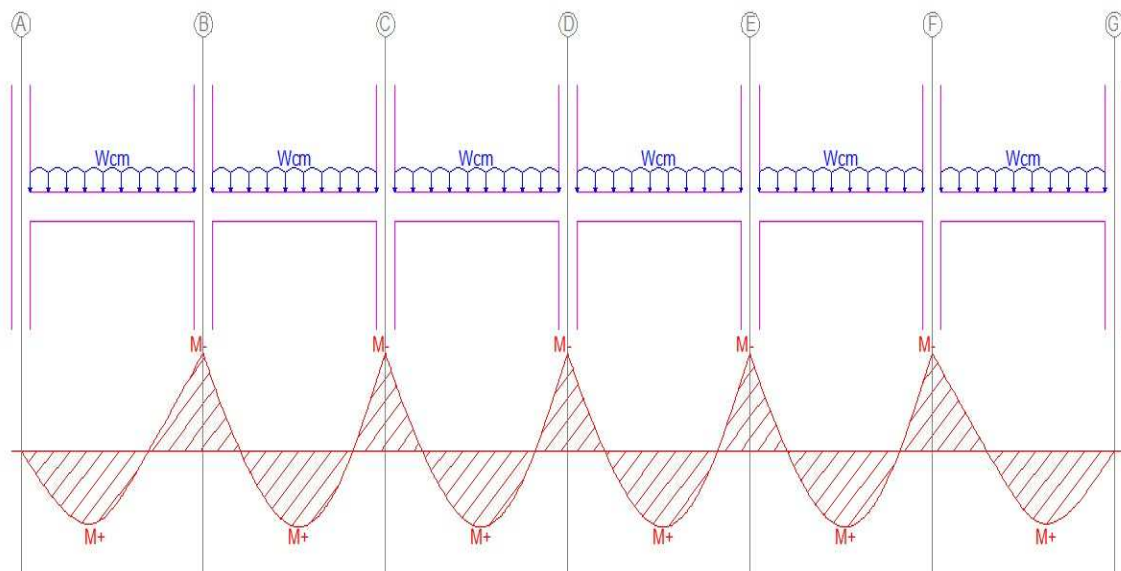
Para la idealización de la carga de presfuerzo en el modelo estructural, se definió la carga equivalente compensada que es capaz de suministrar el cable de presfuerzo seleccionado. Se decidió utilizar tendones de cables trenzados con un diámetro nominal de 1.27 mm (1/2 in) que cumplen con la norma ASTM A416, de grado 270 para el cual corresponde un esfuerzo último,  $f_u$ , igual a 19000 kg/cm<sup>2</sup>.

La carga a compensar depende de la relación entre la sobrecarga total (carga muerta total menos peso propio de la losa) y el peso propio de la losa; en este caso, la relación de la sobrecarga total ((S.C.) dividida entre el peso propio de la losa (P.P.) es menor que uno. La sobrecarga se considera como ligera, de acuerdo con la tabla 2.3 (Simón, 2006. Experiencia profesional), por lo que se compensó el 80% del peso propio.

Sobrecarga	Intervalo	Carga a compensar
Ligera	$(S.C. / P.P.) < 1.0$	$0.8 P.P.$
Media	$1.0 < (S.C. / P.P.) < 1.2$	$1.10 P.P.$
Pesada	$1.2 < (S.C. / P.P.) < 2.0$	$P.P. + 0.3 S.C.$
Muy Pesada	$2.0 < (S.C. / P.P.) < 3.0$	$P.P. + 0.5 S.C.$

**Tabla 2.3.** Carga compensada.

La carga muerta genera sobre las nervaduras un diagrama de momentos flexionantes parabólico continuo a lo largo de los apoyos del elemento de concreto (ver figura 2.8).



**Figura 2.8.** Diagrama de momentos flexionantes por carga muerta.

Debido a la forma del diagrama de momentos, es necesario que la carga de presfuerzo genere un diagrama similar, pero en sentido opuesto al generado por las cargas

gravitacionales. Esto se consigue colocando el cable de presfuerzo en una trayectoria parabólica con una excentricidad máxima (a) en los siguientes puntos:

- A la mitad del claro, para contrarrestar momento positivo.
- En los apoyos interiores para contrarrestar momento negativo; sin embargo, en los apoyos exteriores el cable fue colocado en el centroide de la nervadura para evitar así que se generaran momentos de desequilibrio.

El peso total de la losa de entrepiso que se diseñó fue de 359.5 ton; considerando que se deseaba compensar el 80% del peso propio, la carga por compensar fue de 287.6 ton. El número de cables se estableció como:

$$\#Cables = \frac{P_{compensar}}{P_{1cable}} = \frac{287.6}{10.83} = 26.5$$

Dígase 28 cables para tener un arreglo simétrico

Donde:

$P_{1cable}$ : fuerza compensada por un cable de ½". Calculada como se explica a continuación:

Aunque el esfuerzo real último de un cable es de 19,000 kg/cm<sup>2</sup>, se tomó en cuenta un esfuerzo de trabajo (después de pérdidas) de 11,500 kg/cm<sup>2</sup> (valor recomendado por los fabricantes de losas postensadas). Al aplicar la ecuación (3) para un claro del prototipo pequeño:

$$W_b = \frac{8 \cdot T \cdot a}{L^2}$$

T: fuerza de tensión en un cable de ½" a un esfuerzo efectivo de 11500 kg/cm<sup>2</sup>.

$$T = 1.27 \text{ cm}^2 \cdot 11500 \text{ kg/cm}^2 = 14605 \text{ kg.}$$

a: excentricidad del cable respecto al eje centroidal del elemento estructural.

$$a = 0.088 \text{ cm.}$$

L: longitud de un claro del prototipo pequeño.

$$L = 5.7 \text{ m.}$$

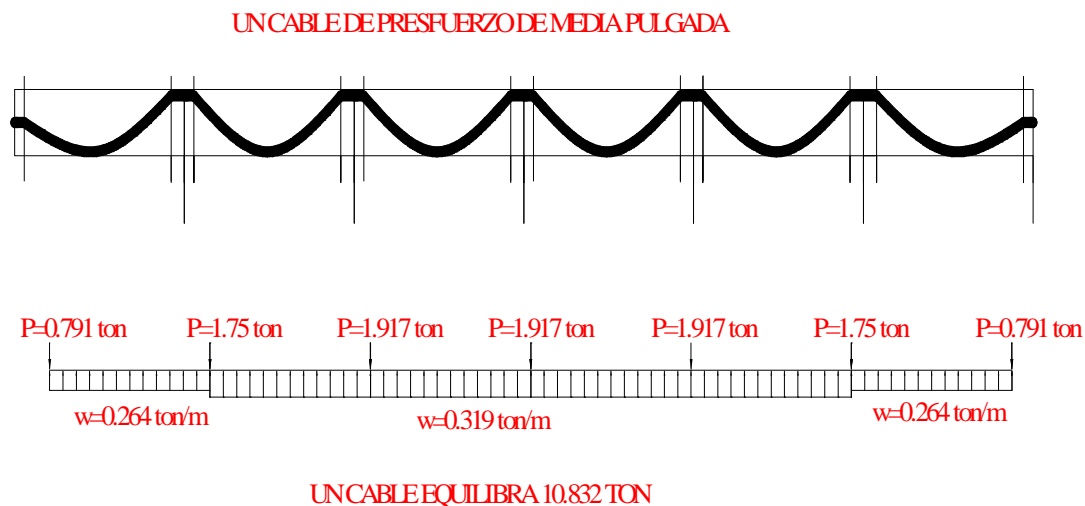
$$W_b = \frac{8 \cdot 14605 \cdot 0.088}{5.7^2} = 1805 \text{ kg}$$

Cada claro compensa una carga de 1805 kg; por lo que en los 6 claros del prototipo pequeño se compensa un total de 10830 kg.

En este caso se usaron 28 cables, distribuidos en dos direcciones. Se colocaron dos cables en las nervaduras principales y un cable en las nervaduras adyacentes. Dada la posición del cable dentro de la nervadura, pudo entonces definirse el valor de las cargas compensadas que generó el cable sobre el elemento de concreto. Estas cargas compensadas fueron idealizadas en el modelo estructural como:

- Carga uniformemente distribuida colocadas sobre las nervaduras (carga aplicada en sentido contrario a la carga gravitacional).
- Cargas puntuales colocadas en los apoyos de las columnas (aplicadas en el mismo sentido de las cargas gravitacionales). La acción de estas fuerzas puntuales equilibran la acción de la cargas distribuida.

La trayectoria representativa del cable se presenta en la figura 2.9. Idealmente se consideró que en la columna el cable pasó horizontal, con esto se compensó una carga de 10.83 ton.



**Figura 2.9.** Cargas equivalentes aplicadas al modelo estructural para un cable.

### 2.2.6 MODELO ESTRUCTURAL ANALIZADO.

Uno de los criterios utilizados en este proyecto fue el tratar de representar, de la mejor manera posible, las condiciones de un diseño tal y como se efectuaría en un despacho de cálculo estructural del mercado. Esta idea surgió debido a que originalmente se quería revisar una estructura existente, diseñada por una de las oficinas de cálculo estructural más prestigiadas de la Ciudad de México.

Para llevar a cabo lo anterior se utilizó un programa de análisis y diseño estructural popular entre los despachos de cálculo. El programa elegido fue “*Structural Analysis And Design*” o por sus siglas en inglés STAAD en su versión del año 2010. Este

programa es manufacturado por una empresa de los Estados Unidos llamada Bentley Systems, Incorporated. STAAD tiene la ventaja de realizar análisis y diseños al mismo nivel que programas de enfoque académico, tales como SAP (Structural Analysis Program), pero con una interfaz gráfica más amigable que éste. Es relevante comentar que cualquier programa utilizado, serviría de poco en manos de “diseñadores” poco calificados; por ello, el conocimiento y criterio del ingeniero estructural tiene mucha importancia.

Seleccionado el programa a utilizar, se procedió a modelar la geometría de la estructura. Como se comentó en secciones anteriores, se trata de un edificio de medidas regulares en planta y elevación. En la idealización se modeló la geometría de elementos, propiedades de los materiales y cargas impuestas con las siguientes características:

- Columnas con base empotrada. No se tomó en cuenta la interacción dinámica suelo estructura, en base a lo señalado en el apartado A.6. del Apéndice A del de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que señala que:

*A.6. Interacción suelo-estructura.*

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (\text{Ecuación A.13})$$

Donde el significado y valores para el proyecto son:

Hs: Profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés. Con referencia a la figura A.2. de las normas, el valor correspondiente para la zona II (zona de transición) es de 30 metros.

He: Altura efectiva de la estructura, tomada para un análisis estático igual a 0.7 de la altura total. La altura total del prototipo es de 6.5 metros por lo que He= 4.55 metros.

Te: periodo fundamental de la estructura suponiendo base rígida. Para el prototipo estudiado este valor es igual a 0.58 segundos.

Ts: Periodo fundamental dominante del terreno. Con referencia a la figura A.1. de las Normas el valor correspondiente para la zona II es de 1.5 segundos.

Entonces:

$$\frac{0.58 \text{ seg}}{1.50 \text{ seg}} \frac{30.00 \text{ m}}{4.55 \text{ m}} > 2.5$$

$$2.55 > 2.5$$

- Columnas modeladas con un nudo a la mitad de la altura de entrepiso, con sección cuadrada de 30x30 cm en columnas interiores y de 60x60 cm en columnas perimetrales. La inercia efectiva fue definida como el 80% de la sección bruta para tomar en cuenta los efectos de agrietamiento (a pesar de que en las especificaciones del Reglamento del Distrito Federal no está especificado un valor para ello, se decidió reducir la inercia para tomar en cuenta posibles incertidumbres constructivas).
- Nervaduras modeladas como sección rectangular de 25x30 cm en nervaduras principales, 25x20 cm en nervaduras adyacentes y 25x10 cm en nervaduras secundarias. La inercia efectiva fue tomada como el 75% de la sección bruta para tomar en cuenta el efecto de agrietamiento (el reglamento señala que se debe de tomar una inercia efectiva del 50% de la sección bruta en elementos de concreto reforzado; sin embargo, se consideró que el efecto del postensado ayuda a que este valor no sea tan bajo).
- Elementos placa rectangulares de un espesor de 5 cm, para tomar en cuenta los efectos de contribución a la rigidez lateral de la capa de compresión en los entrepisos. Los elementos placa formulados en el STAAD toman en cuenta 6 grados de libertad por nudo (FX, FY, FZ, MX, MY, MZ), con lo cual se modela el efecto del colado monolítico entre nervadura y capa de compresión. Se revisó que los esfuerzos principales en los elementos placa no sobrepasaran la capacidad a tensión y a compresión, con lo que se garantizó el efecto de diafragma rígido del sistema de entrepiso.
- Se decidió no modelar las nervaduras como sección T debido al efecto que los elementos placa imponen en el modelo al simular la capa de compresión.
- Trabes perimetrales de sección rectangular de 60x30 cm; para las cuales, la inercia efectiva fue tomada en cuenta como el 50% de la sección bruta para tomar en cuenta los efectos de agrietamiento.
- Se impusieron cargas de diseño (ver secciones 2.2.2 y 2.2.3) mediante la aplicación de las siguientes cargas básicas:
-



<b>CARGAS BASICAS</b>
1. Carga muerta (CM).
2. Carga viva máxima (CVMAX).
3. Carga viva instantánea (CVINST).
4. Carga sismo en dirección X (SIS X).
5. Carga sismo en dirección Z (SIS Z).
6. Carga de presfuerzo (PRES).

**Tabla 2.4.** Cargas básicas.

- Se combinaron las cargas básicas en el siguiente arreglo de combinaciones para revisión de estado límite de falla:

<b>COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTADO LIMITE DE FALLA</b>
1. 1.4 (CM+ PRES) + 1.4 CVMAX.
2. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 1.1 SIS X.
3. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 1.1 SIS X.
4. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 1.1 SIS X + 0.33 SIS Z.
5. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 1.1 SIS X - 0.33 SIS Z.
6. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 1.1 SIS X + 0.33 SIS Z.
7. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 1.1 SIS X - 0.33 SIS Z.
8. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 1.1 SIS Z.
9. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 1.1 SIS Z.
10. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 0.33 SIS X + 1.1 SIS Z.
11. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST + 0.33 SIS X - 1.1 SIS Z.
12. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 0.33 SIS X + 1.1 SIS Z.
13. 1.1 (CM+PRES) + 1.1 CVINST - 0.33 SIS X - 1.1 SIS Z.

**Tabla 2.5.** Combinaciones de carga.

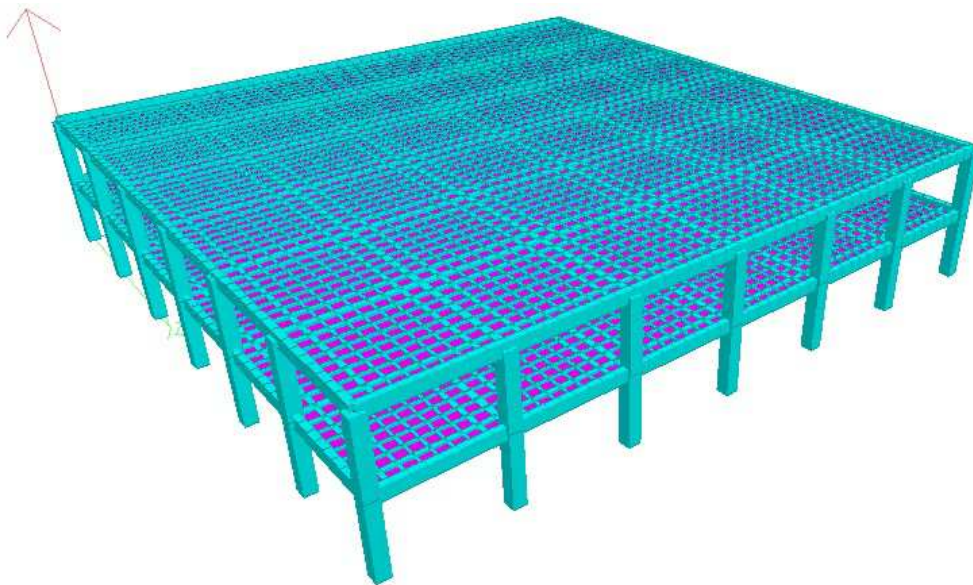
- Para la revisión de estado límite de servicio por cargas verticales se anexó la siguiente combinación de carga:

1. (CM+ PRES) + CVMAX.

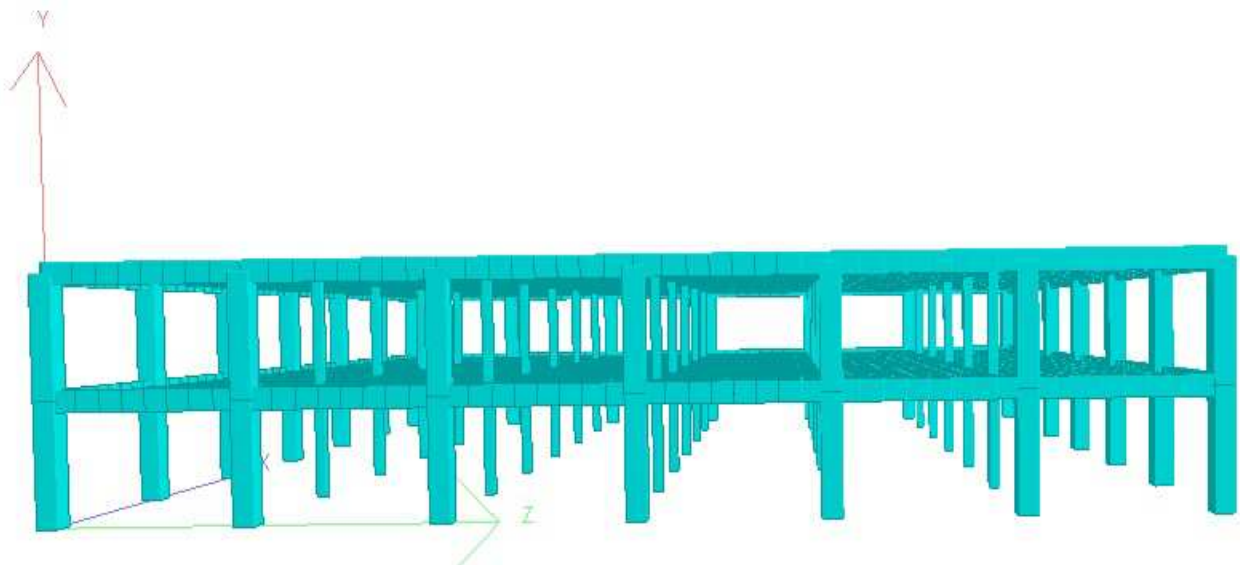
- Todos los elementos de concreto tienen una resistencia a la compresión especificada  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$

(módulo de elasticidad tal como lo indican las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal igual a  $14,000 \sqrt{f'_c}$  ).

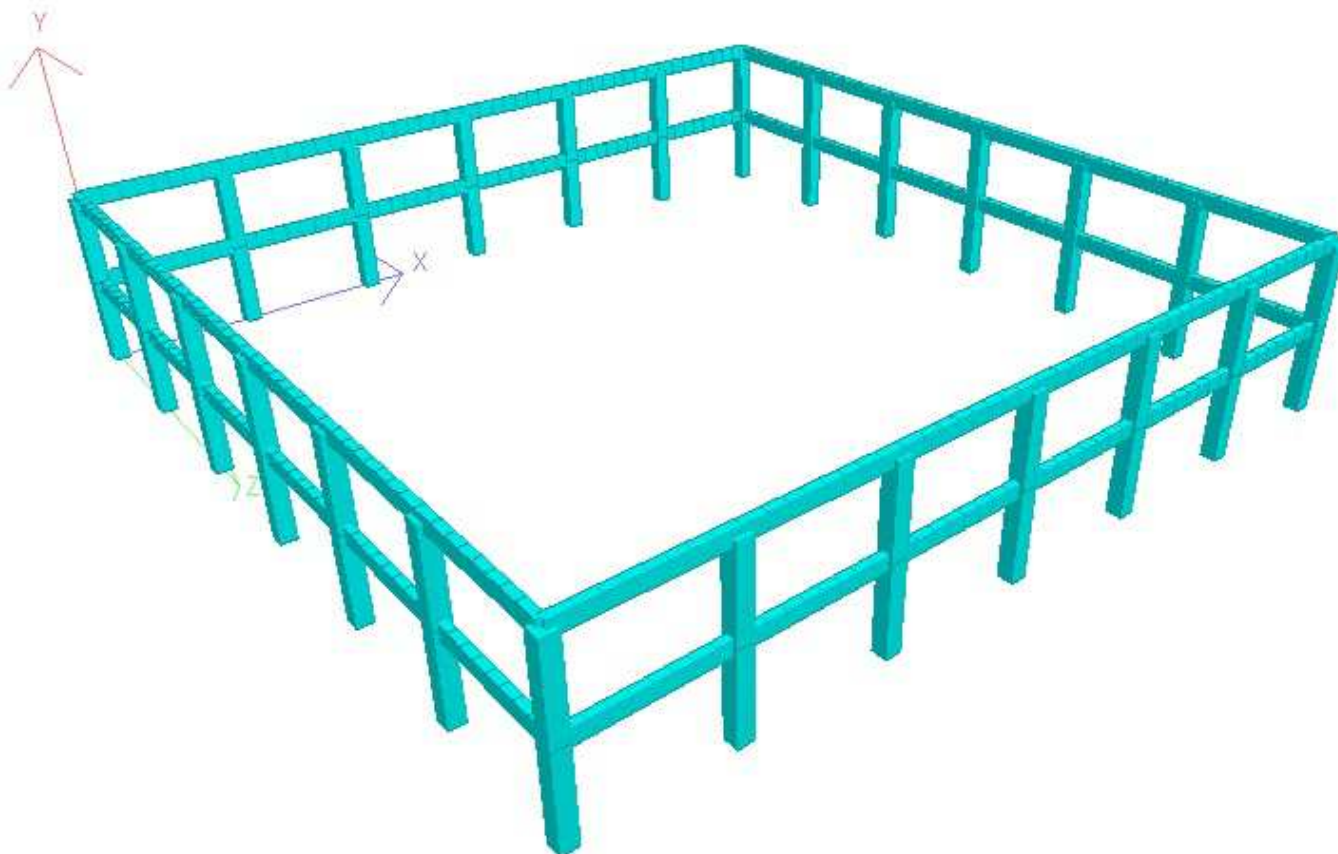
Se muestra en las figuras 2.10. a la 2.13. vistas de la geometría modelada:



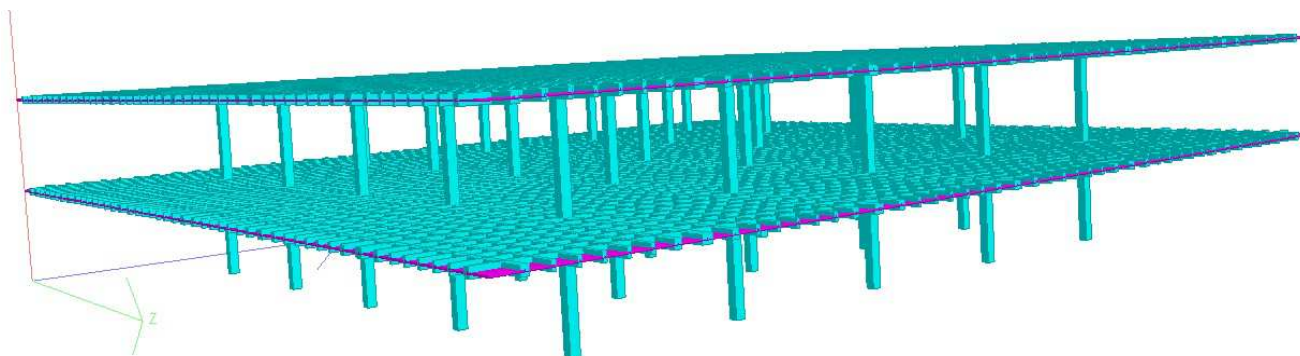
**Figura 2.10.** Vista en isométrico del modelo estructural analizado.



**Figura 2.11.** Vista en elevación del modelo estructural analizado.



**Figura 2.12.** Vista del sistema sismo resistente primario.



**Figura 2.13.** Vista del sistema portante de las cargas gravitacionales.

En la figura 2.13. se muestra únicamente el sistema interior (columnas y losa) para hacer énfasis en su distribución; sin embargo, se aclara que el marco perimetral del sistema sismo resistente primario también es portador de carga gravitacional.

### 2.3. DEFINICIÓN DE LOS ESPECIMENES EXPERIMENTALES DE PRUEBA.

El laboratorio de estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco (UAM-A) fue el lugar en donde se desarrollaron los ensayos que se reportan en la presente investigación. Las condiciones existentes, tanto de disponibilidad de equipo, espacio y recursos humanos, ocasionaron que se tuvieran que tomar algunas medidas para poder representar, de la mejor manera posible, el caso en estudio.

Luego de definir el prototipo pequeño y diseñar el modelo estructural representativo de éste (ver sección 2.2), se hizo la selección de la zona a estudiar como espécimen de laboratorio. Se comentan a continuación las consideraciones efectuadas para determinar esta parte de la estructura, las cargas aplicadas y los ajustes efectuados sobre ella.

#### 2.3.1. SELECCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Se efectuó el diseño de un edificio, para el cual se emplearon losas planas postensadas aligeradas como sistema portante de las cargas gravitacionales y un sistema de marcos perimetrales de concreto con vigas peraltadas como sistema resistente a sismo. Como se describió anteriormente (ver sección 2.2.1), se tomó una conexión interior losa plana-columna en planta baja como zona representativa del comportamiento general de las conexiones.

La longitud de la columna seleccionada para el espécimen fue tomada como la longitud medida a medio entrepiso hacia cada extremo de la losa de planta baja. Se decidió cortar la columna en esos puntos centrales debido a que en esas secciones los momentos flexionantes debidos a las cargas de diseño tienden a ser nulos (punto de inflexión para análisis elástico lineal). Con esta consideración, no se tuvo que agregar efectos adicionales para tomar en cuenta la existencia de momentos en los extremos de la columna seleccionada.

Fue necesario delimitar el área de losa a ensayar para esta conexión interior. Se partió inicialmente del área tributaria correspondiente a una columna central (ver figura 2.14.).

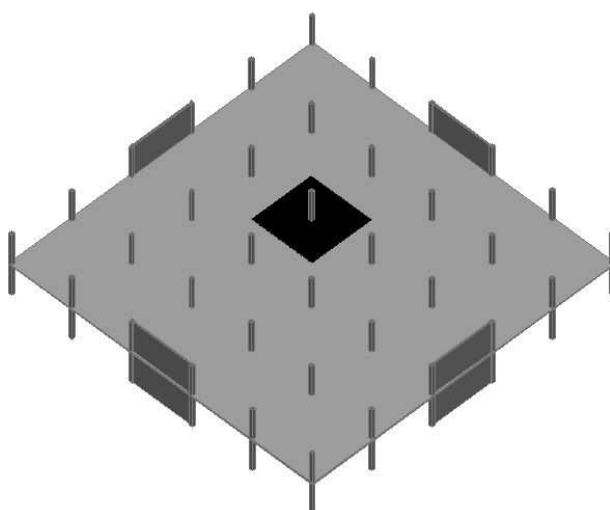
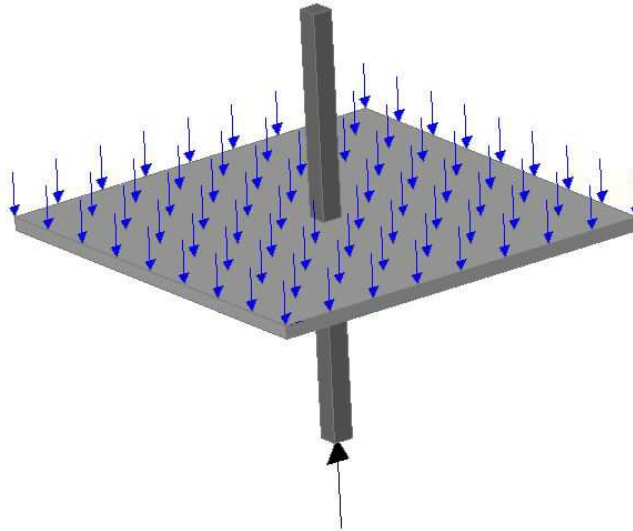


Figura 2.14. Área tributaria alrededor de una columna central.

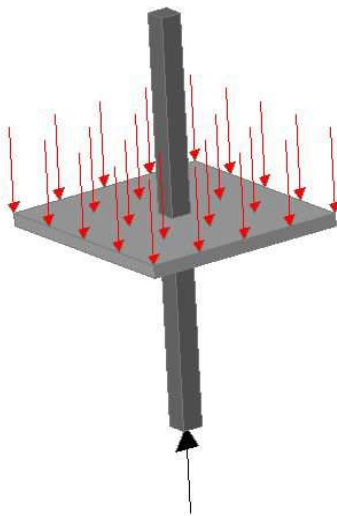
### 2.3.2. JUSTIFICACION DE LAS CARGAS APLICADAS.

Una vez que se definió el área tributaria para una columna central, se revisó del modelo estructural analítico la carga axial que actúa en la porción de columna seleccionada. Teóricamente esta carga axial está originada por la acción de una carga de área uniformemente distribuida aplicada sobre la porción de losa (ver figura 2.15).



**Figura 2.15.** Carga de área uniformemente distribuida sobre la losa.

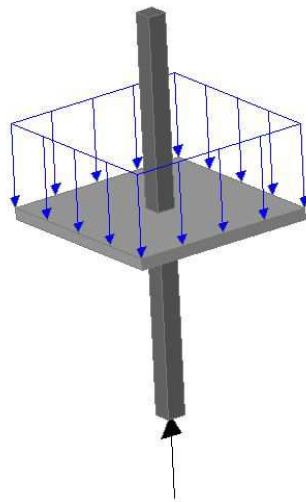
Se decidió reducir el tamaño original de área tributaria de la losa. Se pasó de un tamaño de 5.7m por lado a un tamaño de 1.9 m por lado, debido a que se observó, en el modelo analítico, que a una distancia de 1.90m del eje de la columna la losa tiene un punto de inflexión de momentos por cargas de diseño. De esta manera no se debieron incluir momentos adicionales en los extremos de la losa; sin embargo, como se redujo el área tributaria la carga de área uniformemente distribuida se aumentó como se muestra en la figura 2.16 para conservar las condiciones originales de magnitud en la fuerza axial sobre la columna.



**Figura 2.16.** Carga de área amplificada.

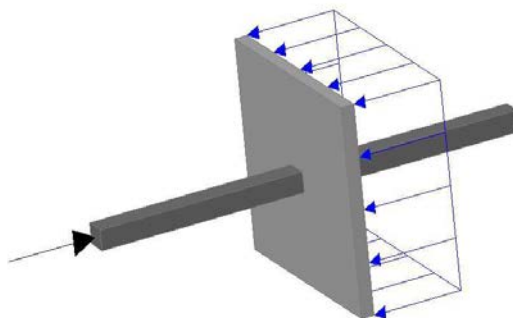
Analizando la condición de carga sobre la losa, se observó que tratar de reproducir en laboratorio la acción de una carga de área uniformemente distribuida resultaría bastante complicado. En su lugar la carga de área fue sustituida por una carga lineal equivalente, aplicada en el perímetro de la losa (ver figura 2.17.); esta carga lineal permitió las siguientes ventajas:

- Facilitó el diseño de un dispositivo de carga para los trabajos de ensaye del espécimen (ver sección 4.3).
- Permitió tener espacio suficiente para identificar el patrón de agrietamiento en las caras de la losa al momento de la prueba. Con ello fue posible definir una secuencia de comportamiento más realista.



**Figura 2.17.** Carga lineal equivalente.

Además, se consideró conveniente rotar el espécimen  $90^\circ$ , porque en esa posición se pudo soportarlo de manera más segura por el dispositivo de prueba y la aplicación de las cargas fue más fácil, así como el observar las grietas durante la prueba (ver figura 2.18.).



**Figura 2.18.** Especimen en posición de ensaye.

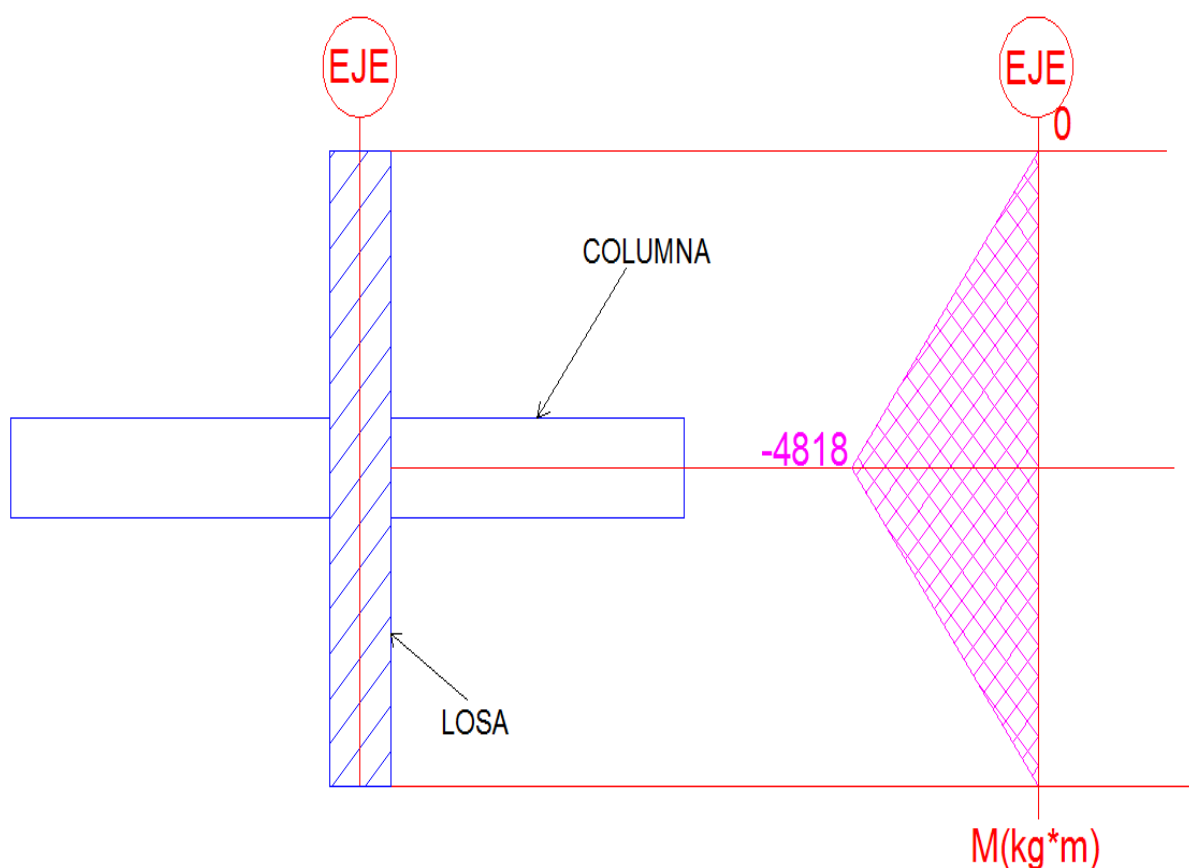


### 2.3.3. DISEÑO. RESISTENCIA A FLEXIÓN.

La cuantía de acero para resistir la flexión en las nervaduras principales de la losa experimental fue determinada a partir de la más desfavorable de 2 condiciones de análisis:

1. De la envolvente de momentos del modelo estructural analítico, revisada en la porción seleccionada para el espécimen de prueba.
2. A partir de la geometría y cargas finales sobre el espécimen de ensaye, con lo que se garantizó que éste no fallaría a flexión ante las cargas experimentales.

Para la primera condición, se muestra en la figura 2.19 la magnitud de momentos flexionantes en la nervadura principal de la porción de losa (se muestra el espécimen rotado 90°):



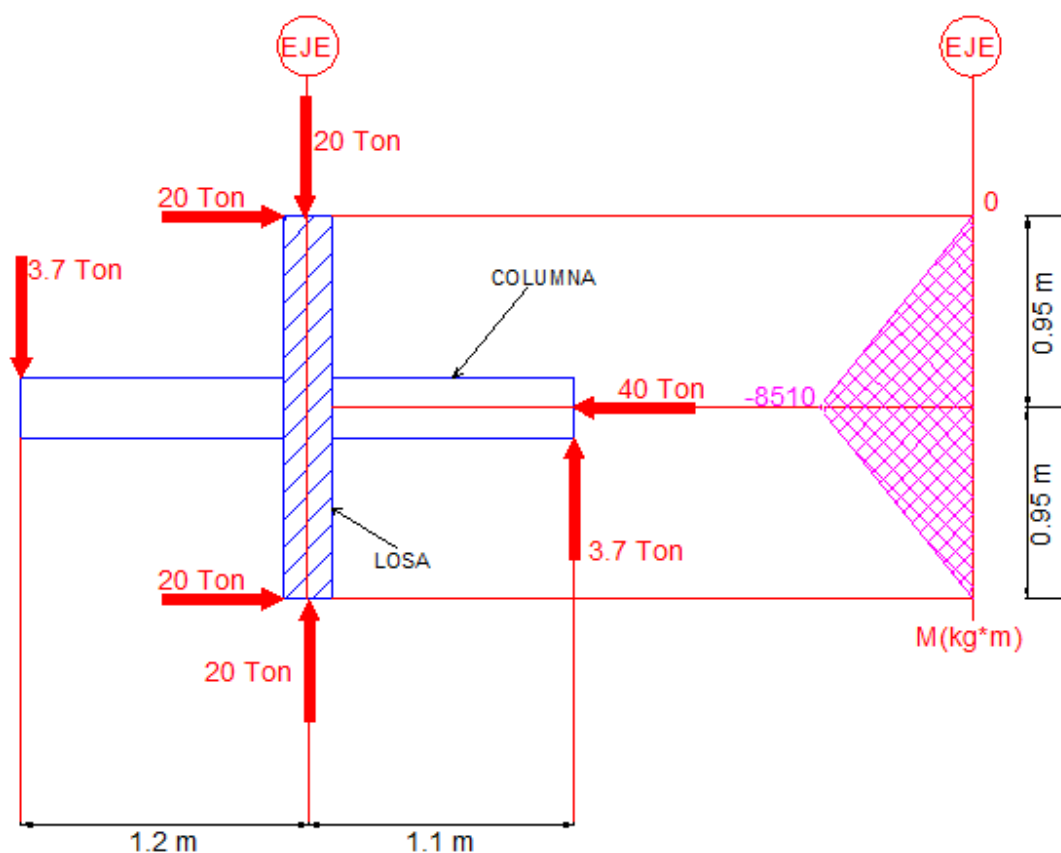
**Figura 2.19.** Momentos Flexionantes en nervadura principal para modelo analítico.

Para la segunda condición los elementos mecánicos son el resultado de la acción simultánea de una carga axial, una carga lateral y una carga de presfuerzo sobre el espécimen experimental. Se tiene que:

- La magnitud de la carga axial fue determinada a partir de la envolvente de cargas sobre la columna seleccionada en el modelo analítico desarrollado. Esta carga fue aplicada directamente en uno de los extremos libres de la columna y tuvo una magnitud de 40 toneladas.

- La magnitud de la carga lateral fue mantenida en un intervalo de carga desde 0 hasta un valor total que ocasionó la falla de penetración por cortante (3.7 toneladas aproximadamente según ensayos anteriores. Arellano, 2013). Esta carga fue aplicada a cada extremo libre de la columna.
- Para la carga de presfuerzo se aplicó una fuerza axial en las nervaduras principales y adyacentes, para simular la acción de compresión que los cables generan en los elementos estructurales (10 toneladas de fuerza efectiva por cada cable).

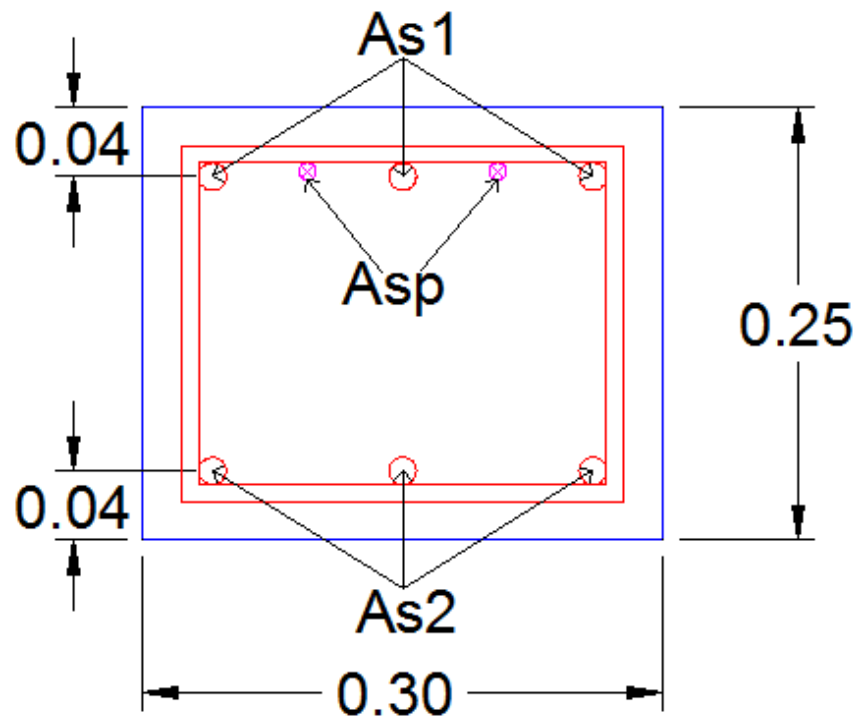
Se efectuó el análisis estructural para la porción de losa sometida a estas cargas, se tuvo entonces la siguiente magnitud de momentos flexionantes en la nervadura principal de la porción de losa bajo cargas experimentales:



**Figura 2.20.** Elementos mecánicos en nervadura principal para modelo experimental.

Conocida la magnitud de los momentos flexionantes que se generaron ante ambas condiciones, se muestra a continuación la determinación del momento resistente (MR) de las nervaduras principales del espécimen LP-02 (ver sección 3.2 para revisar detalles de identificación de los especímenes) en la sección crítica al paño de la columna:





**Figura 2.21.** Sección nervadura principal espécimen LP-02 para diseño por flexión.

Se tiene la geometría mostrada en la figura 2.21 y se conocen los siguientes datos de diseño:

$$A_{s1} = 3 \text{ barras } \#5 = 3(1.99 \text{ cm}^2) = 5.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = 3 \text{ barras } \#5 = 3(1.99 \text{ cm}^2) = 5.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sp} = 2 \text{ torones de } \frac{1}{2}'' \text{ diámetro} = 2(0.98 \text{ cm}^2) = 1.96 \text{ cm}^2.$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{sr} = 19,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{se} = 10,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d_p = 21 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 = 0.85.$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_R = 1.00$$

Donde:

$A_{S1}$ : acero de refuerzo lecho superior

$A_{S2}$ : acero de refuerzo lecho inferior.

$A_{SP}$ : acero de presfuerzo.

$f_y$ : esfuerzo de fluencia para acero de refuerzo.

$f_{sr}$ : esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

$f_{se}$ : esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo.

$f'_c$ : resistencia del concreto.

B: base de la sección.

$d_p$ : distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero de presfuerzo.

$E_s$ : módulo de elasticidad del acero.

$F_R$ : factor de resistencia (igual a la unidad para revisar cargas experimentales).

Diseño basado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento del Distrito Federal 2004:

Cuantía de acero presforzado:

$$P_p = A_{SP} / bd_p = (1.96) / (30 \times 21) = 0.0031$$

Esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia flexión:

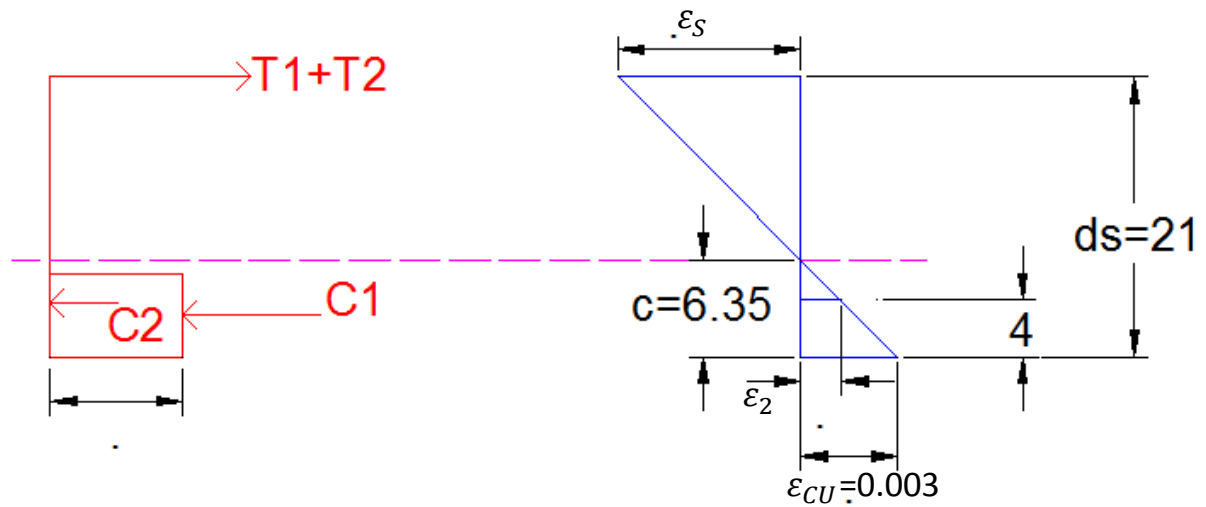
$$f_{se} > 0.5f_{sr}$$

Entonces de la ecuación 9.9 del reglamento:

$$f_{SP} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100P_p} = 10,000 + 700 + \frac{250}{100(0.0031)} = 11,506 \text{ kg/cm}^2.$$

### Determinación de la resistencia por el método de tanteos:

Se efectuaron varios tanteos para la solución del problema; se presenta el tanteo final:



**Figura 2.22.** Distribución de deformaciones unitarias y bloque rectangular equivalente (tanteo final).

\*\*\*\*\*Tanteo Final\*\*\*\*\*

$$C1 = \beta_1 \cdot c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b = 0.85 \cdot 6.35 \cdot 0.85 \cdot 250 \cdot 30 = 34,385 \text{ kg.}$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{\epsilon_2}{\epsilon_{cu}} = \frac{c-4}{c}$$

$$\epsilon_2 = \frac{0.003 \cdot 2.35}{6.35} = 0.00111$$

$$\epsilon_2 < \epsilon_y = 0.0021 \text{ entonces:}$$

$$f_2 = \epsilon_2 \cdot E_s = 0.00111 \cdot 2,000,000 = 2218 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C2 = A_{s2} \cdot f_2 = 5.97 \cdot 2220 = 13,242 \text{ kg.}$$

$$C = C1 + C2 = 34,385 + 13,242 = 47,627 \text{ kg.}$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{cu}} = \frac{ds-c}{c}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.003 \times 14.65}{6.35} = 0.00692.$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_y = 0.0021$  entonces:

$$f_s = 4,200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_s = 5.97 \times 4200 = 25,074 \text{ kg.}$$

$$T_2 = A_{sp} \cdot F_{sp} = 1.96 \times 11,506 = 22,552 \text{ kg.}$$

$$T = T_1 + T_2 = 25,074 + 22,552 = 47,627 \text{ Kg}$$

$C=T$ ; por lo que hay equilibrio en la sección y se procede al calcular el momento resistente.

Calculo de momento resistente:

Tomando momentos respecto al eje geométrico de la sección tenemos:

$$MR = FR \left[ C_1 \left( \frac{h}{2} - \frac{0.85c}{2} \right) + C_2 \left( \frac{h}{2} - r \right) + T \left( \frac{h}{2} - r \right) \right]$$

$$MR = 1.00 \left[ 34,385 \left( \frac{25}{2} - \frac{5.4}{2} \right) + 13,242 \left( \frac{25}{2} - 4 \right) + 47,627 \left( \frac{25}{2} - 4 \right) \right]$$

$$MR = 854,340 \text{ kg*cm}$$

$$MR = 8.54 \text{ ton*m}$$

Comparando el momento requerido contra el momento resistente tenemos que:

$$MR > M_u$$

$$8.54 \text{ ton*m} > 8.51 \text{ ton*m} \longrightarrow \text{OK}$$

Revisión de armado mínimo a flexión:

La cuantía de acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos la necesaria para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. El momento de agrietamiento se calcula con la resistencia media a tensión,  $\bar{f}_f = 2 \sqrt{\bar{f}_c}$ . Se tiene que:

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

$$M_{ag} = \frac{2 \sqrt{f'_c} \frac{b h^3}{12}}{h_2}$$

Donde:

$\bar{f}_f$ : resistencia media a tensión.

$f'_c$ : resistencia a compresión del concreto.

b: rase de la sección.

h: peralte de la sección.

$h_2$ : distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión.

$$M_{ag} = \frac{2 \sqrt{250} \frac{30 \cdot 25^3}{12}}{(25 - 7.27)} = 69,670.88 \text{ kg*cm} = 0.7 \text{ ton*m}$$

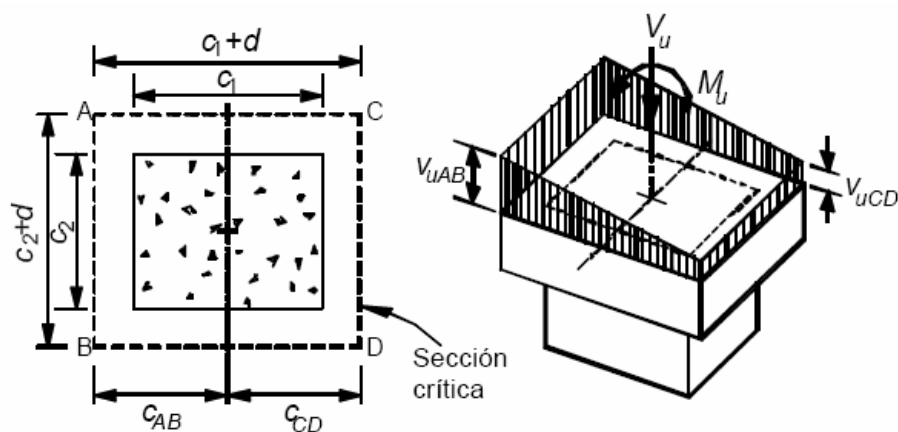
$$MR > 1.2 M_{ag}$$

$$8.54 \text{ ton*m} > 0.84 \text{ ton*m} \longrightarrow \text{OK}$$

### 2.3.3. DISEÑO. RESISTENCIA A CORTANTE.

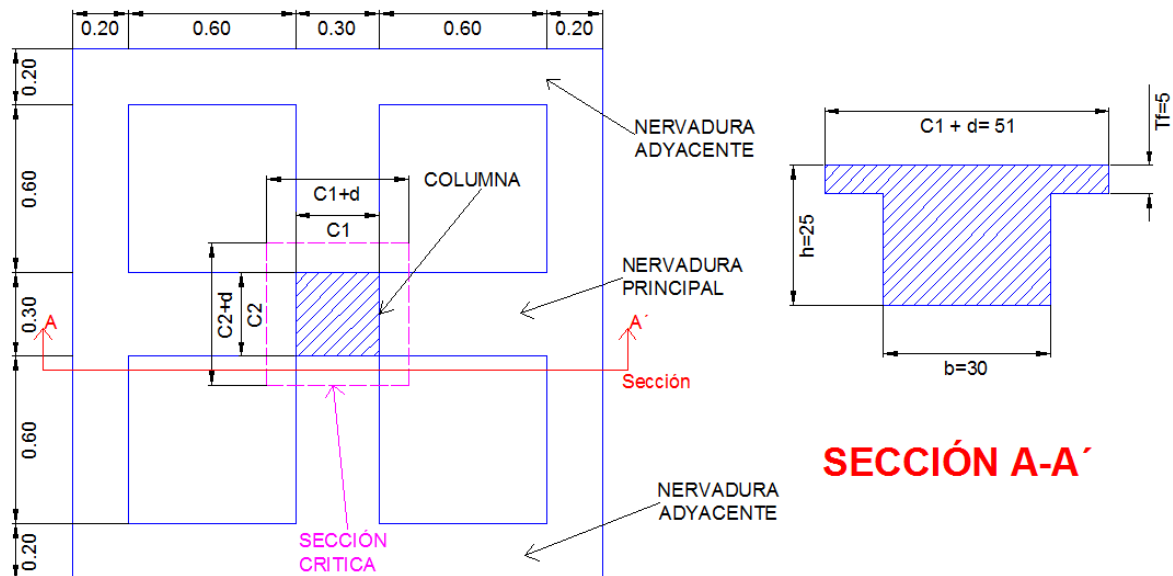
Diseño basado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento del Distrito Federal 2004:

Cuando existe transmisión de momento entre columna y losa en la vecindad de cargas concentradas, es necesario determinar el esfuerzo cortante de diseño de acuerdo a la sección 2.5.9.2 de reglamento.



**Figura 2.23.** Transmisión de momentos entre columna rectangular y losa (conexión central).

Las recomendaciones de la sección 2.5.9.2 son aplicables a la conexión entre una losa maciza rectangular y una columna rectangular (ver figura 2.23); sin embargo, el caso estudiado es diferente debido a que no existe zona maciza alrededor de la columna sino que se tiene una zona mixta constituida por las nervaduras principales y la capa de compresión (ver figura 2.24). Por tal razón, fue necesario modificar las fórmulas para tomar en cuenta la forma de la conexión estudiada.



**Figura 2.24.** Sección crítica en losa experimental.

Área de la sección crítica para transmitir cortante entre columna y losa:

$$A_{CR} = 2 [(C_1 + d)(t_f)] + 2 [(C_2 + d)(t_f)] + 4 [(h - t_f)(b)]$$

En nuestro caso  $C_1 = C_2 = C$ ; entonces:

$$A_{CR} = 4 [(C + d)(t_f)] + 4 [(h - t_f)(b)]$$

Donde:

$A_{CR}$ : área de la sección crítica para transmitir cortante entre columna y losa ( $\text{cm}^2$ ).

$C_1$ : medida de la columna en dirección paralela al momento transmitido (cm).

$C_2$ : medida de la columna en dirección perpendicular al momento transmitido (cm).

$t_f$ : espesor de la capa de compresión de la losa (cm).

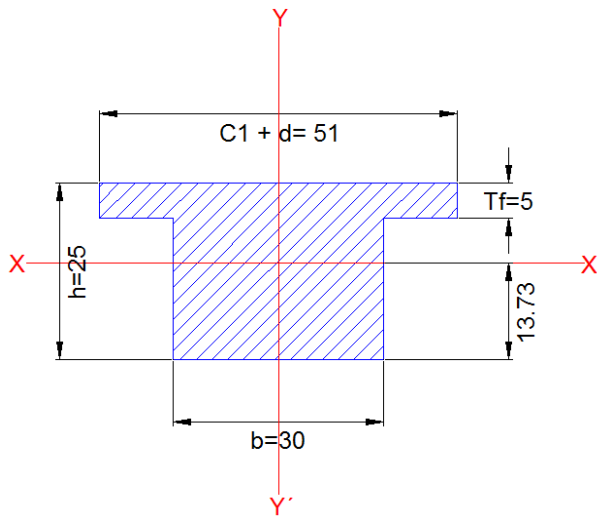
$h$ : peralte total de la losa (cm).

$d$ : peralte efectivo de la losa; es decir, distancia entre el centroide del acero a tensión y la fibra extrema a compresión (cm).

$b$ : base de la nervadura principal (cm).

Entonces:

$$A_{CR} = 4 [(30 + 21)(5)] + 4[(25 - 5)(30)] = 3420 \text{ cm}^2.$$



Momento polar de inercia modificado:

Posición del eje neutro desde la base:

$$\frac{[51 \cdot 5 \cdot 22.5] + [30 \cdot 20 \cdot 10]}{[51 \cdot 5] + [30 \cdot 20]} = 13.73 \text{ cm.}$$

Área de la sección crítica:

$$A = (51 \cdot 5) + (30 \cdot 20) = 855 \text{ cm}^2.$$

**Figura 2.25.** Eje centroidal para cálculo del momento polar de inercia.

Inercia X-X':

$$I_{XX} = \frac{51 \cdot 5^3}{12} + \frac{30 \cdot 20^3}{12} + (51 \cdot 5 \cdot 8.77^2) + (30 \cdot 20 \cdot 3.73^2) = 48,492 \text{ cm}^4.$$

Inercia Y-Y':

$$I_{YY} = \frac{5 \cdot 51^3}{12} + \frac{20 \cdot 30^3}{12} = 100,271 \text{ cm}^4.$$

Momento polar:

$$J_C = 2(I_{XX} + I_{YY}) + \frac{A(C+d)^2}{2} = 2(48,492 + 100,271) + \frac{855(51)^2}{2} = 1'409,454 \text{ cm}^4.$$

Fracción de momento transmitido entre losa y columna (ecuación 2.28 del Reglamento):

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d)/(C_2 + d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{51/51}} = 0.40$$

Esfuerzo cortante de diseño:

El esfuerzo cortante de diseño fue determinado para la magnitud de las cargas experimentales. Estas cargas ocasionaron punzonamiento en la conexión losa-columnas por acción de una carga axial concentrada y la transmisión de momentos en el nudo. Se tiene entonces que:

$$v_U = \frac{P_U}{A_{CR}} + \frac{\alpha M_U (C+d)}{J_C} = \frac{40,000}{3420} + \frac{0.4*800,000*51}{1'409,454} = 23.27 \text{ kg/cm}^2.$$

Donde:

$v_U$ : esfuerzo cortante de diseño ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$P_U$ : carga axial experimental, obtenida de la envolvente de cargas axiales para la columna seleccionada del modelo analítico diseñado (kg).

$M_U$ : momento entre losa-columna (ver figura 2.20) para cargas experimentales ( $\text{Kg*cm}$ ).

Esfuerzo cortante que toma el concreto:

De la ecuación 2.29 del Reglamento, se toma el menor valor de:

$$v_{CR} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'_C} \quad \text{ó} \quad v_{CR} = F_R \sqrt{f'_C}$$

Donde:

$F_R$ : factor de reducción igual a 1.00 (para cargas experimentales).

$f'_C$ : resistencia nominal del concreto a compresión ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$\gamma$ : relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Entonces, el menor valor de las expresiones es:

$$v_{CR} = 1.00 * \sqrt{250} = 15.81 \text{ kg/cm}^2.$$

Fuerza cortante de diseño que debe tomar el acero:

La fuerza cortante de diseño que debe tomar el acero resulta de multiplicar el área de la sección crítica por el esfuerzo restante (que resulta de la resta entre el esfuerzo cortante de diseño menos el esfuerzo cortante que toma el concreto). Se tiene que:

$$V_{SR} = (v_U - v_{CR})A = (23.27 - 15.81)855 = 6,378 \text{ kg}.$$

Separación del refuerzo transversal requerido:

De la ecuación 2.23 del Reglamento:



$$s = \frac{F_R A_V f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}}$$

Donde:

Fr: factor de reducción igual a 1.00 (igual a la unidad para cargas experimentales).

$A_V$ : área transversal del refuerzo por tensión diagonal en una distancia  $s$  ( $\text{cm}^2$ ).

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del refuerzo por tensión diagonal ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$\theta$ : ángulo que dicho refuerzo forma con el eje longitudinal de la pieza.

$V_{sR}$ : fuerza cortante de diseño que toma el acero (kg).

Entonces, tomando estribos del #3 con 2 ramas se tiene que:

$$s = \frac{1.00 * 1.42 * 4200 * 21 (\sin 90 + \cos 90)}{6378} = 19.63 \text{ cm} \longrightarrow s = 10 \text{ cm}$$

Finalmente se colocaron estribos #3 (95 mm diámetro) de dos ramas separados 10 cm en las nervaduras principales para cumplir con la especificación de espaciamiento  $s = d/2 = 10.5 \text{ cm} \longrightarrow s = 10 \text{ cm}$ .

## CAPITULO 3

### PROYECTO EXPERIMENTAL.

#### 3.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se hace una descripción de los trabajos de gabinete efectuados para planear las actividades a desarrollar en el laboratorio; así como una identificación de los especímenes de prueba. Se comentan a continuación estos detalles.

#### 3.2. IDENTIFICACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.

Se construyeron 3 especímenes, los cuales fueron identificados con las iniciales “LP” del término “LOSA PLANA” seguido de un número consecutivo del 1 al 3. Se tuvo entonces:

- Especímen 1: LP-1.
- Especímen 2: LP-2.
- Especímen 3: LP-3.

##### 3.2.1. GEOMETRÍA Y ARMADOS.

Luego de efectuar el análisis y diseño de los especímenes de prueba se obtuvieron la geometría y armados finales. Se tuvo que:

##### LP-1:

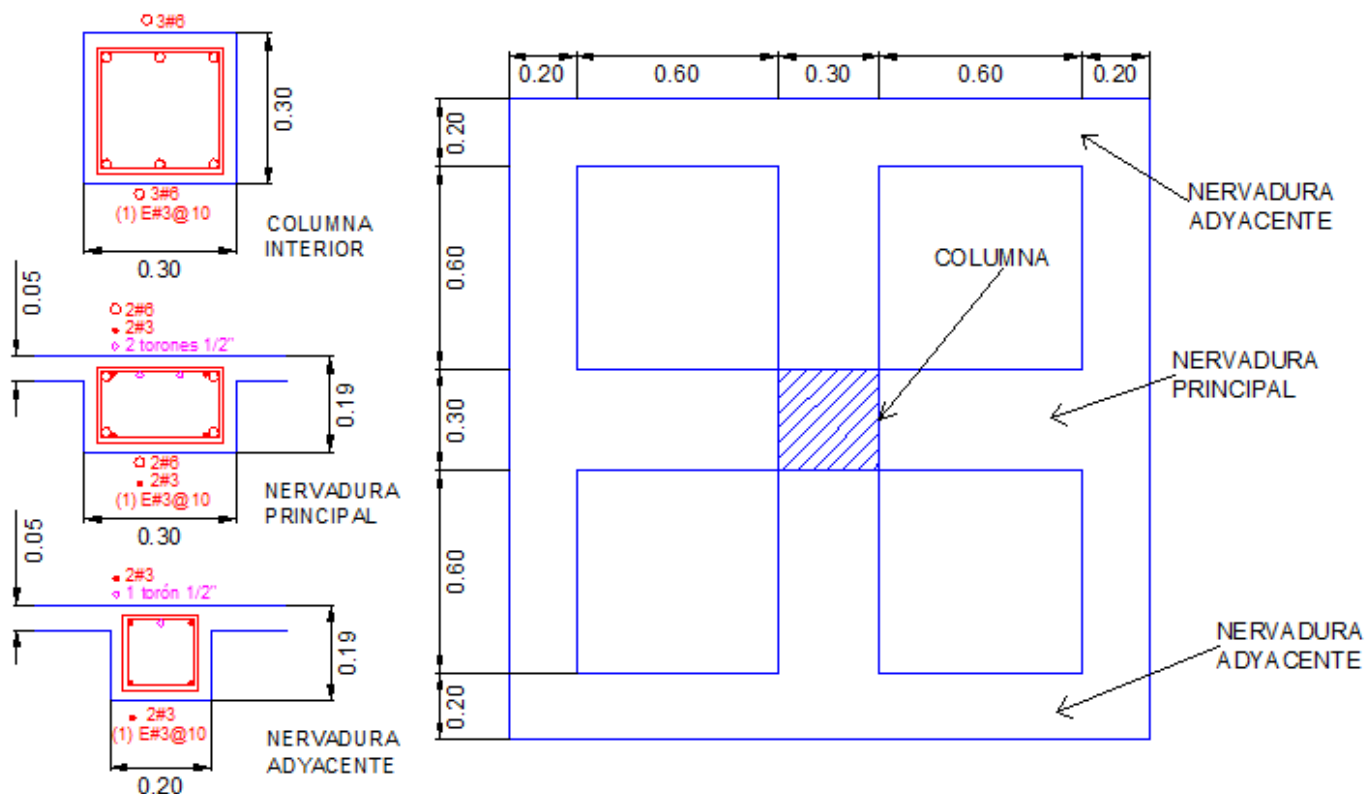
Se tomó una sección de losa de 1.9x1.9m alrededor del nudo, que incluye a una columna interior, a la nervadura principal y a las nervaduras adyacentes.

La columna tiene una sección cuadrada de 0.3x0.3m, con un armado longitudinal formado por 6 barras del # 6, colocadas simétricamente en dos lechos. Los estribos son cerrados, de dos ramas, formados con barras del #3, con separación a cada 0.1m.

El peralte total de la losa es de 0.19m con una capa de compresión de 0.05m de espesor, reforzada con malla electro soldada 6x6/10-10.

Las nervaduras principales miden 0.3x0.19m, tienen un armado en el lecho superior que consiste en 2 barras del #6 + 2 barras del # 3 y 2 torones de presfuerzo de  $\frac{1}{2}$ ". En el lecho inferior tienen un armado de 2 varillas del #6 + 2 varillas del #3. El refuerzo por cortante es mediante estribos cerrados, de dos ramas, separados a cada 0.1m.

Las nervaduras adyacentes tienen un armado de 2 barras del #3 y 1 torón  $\frac{1}{2}$ " en el lecho superior y en el lecho inferior un armado de 2 barras del #3. El refuerzo para cortante consiste en estribos cerrados del #3, de dos ramas, separados a 0.1m. Los detalles se muestran en la figura 3.1.



**Figura 3.1.** Geometría y armados espécimen LP-01.

#### LP-2:

La geometría y armados del espécimen LP-1 fueron tomados directamente de los análisis efectuados en experimentación previa desarrollada en la UAM-A (Arellano, 2013). De esta manera se tuvo un punto de comparación entre la información previa y la actual. Para los especímenes LP-2 y LP-3 se obtuvieron la geometría y armados del análisis y diseño directamente reportados en esta investigación.

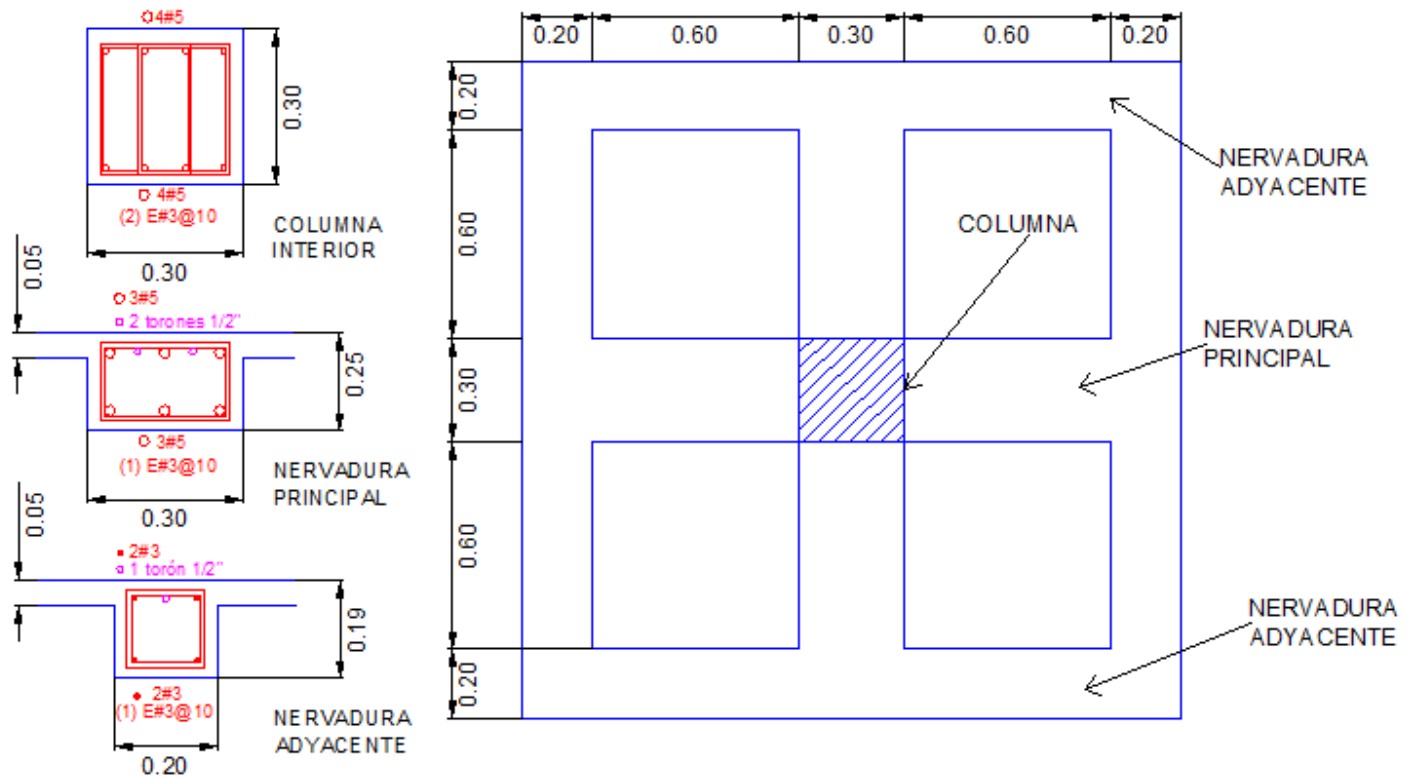
Para LP-2 se tomó una sección de losa de 1.9x1.9m alrededor del nudo, que incluye a una columna interior, a la nervadura principal y a las nervaduras adyacentes.

La columna tiene una sección cuadrada de 0.3x0.3m, con un armado longitudinal formado por 4 barras del # 5, colocadas simétricamente en dos lechos. El refuerzo por cortante consiste 2 estribos cerrados del #3, 4 ramas en total, con separación a cada 0.1m. La longitud de la columna es de 1.3m hacia cada extremo de la losa.

El peralte total de la losa es de 0.25m con una capa de compresión de 0.05m de espesor reforzada con malla electro soldada 6x6/10-10.

Las nervaduras principales miden 0.3x0.25m. Tienen un armado en el lecho superior que consiste en 3 barras del #5 y 2 torones de presfuerzo de 1/2", en el lecho inferior tienen un armado de 3 barras del #5. El refuerzo por cortante es mediante estribos cerrados de dos ramas, separados a cada 0.1m.

Las nervaduras adyacentes tienen un armado de 2 barras del #3 y 1 torón ½" en el lecho superior y en el lecho inferior un armado de 2 barras del #3. El refuerzo para cortante consiste en estribos cerrados del #3, de dos ramas, separados a 0.1m. Los detalles se muestran en la figura 3.2.



**Figura 3.2.** Geometría y armados espécimen LP-02 y LP-03.

#### LP-3:

Los detalles de refuerzo longitudinal y transversal para el espécimen LP-3 son similares a los del espécimen LP-2, con la única diferencia de que el refuerzo transversal en todos los elementos de LP-3 fue espaciado una distancia  $s=0.18$  m.

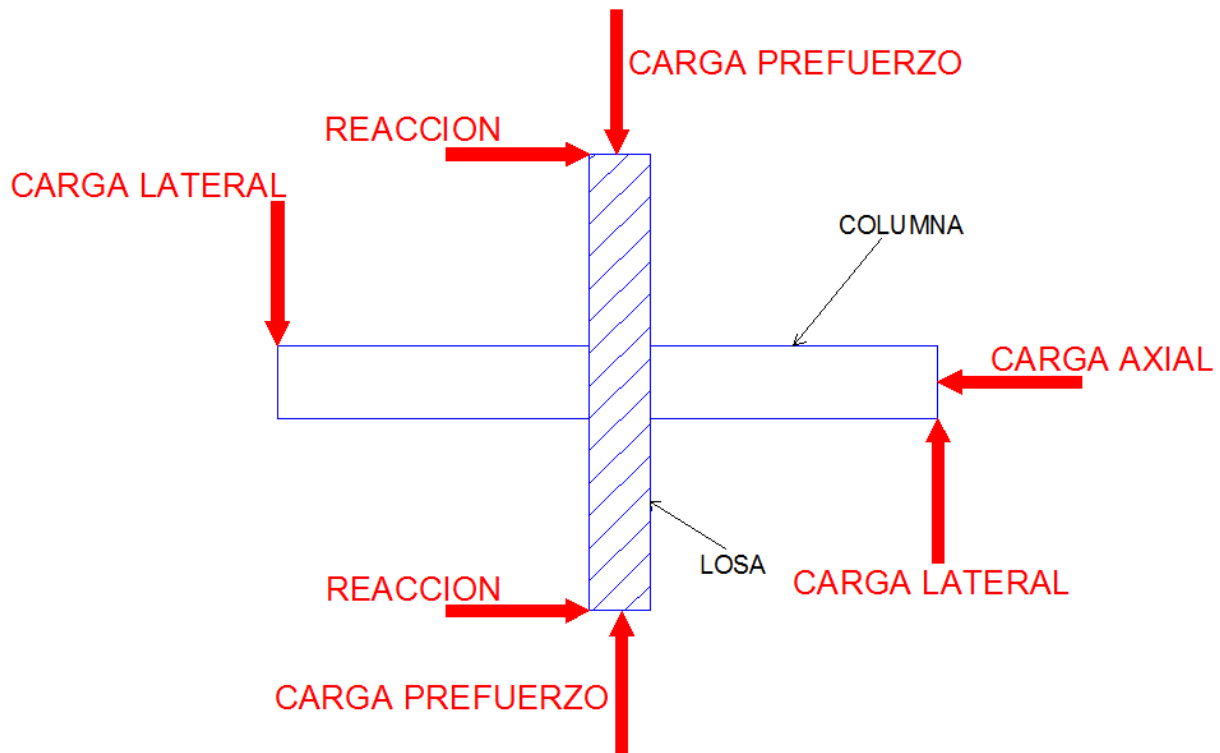
### **3.3. DESCRIPCIÓN DE LA CARGA EXPERIMENTAL.**

La carga experimental consta de 3 tipos de fuerzas:

1. Carga axial: aplicada en uno de los extremos de la columna del espécimen, simuló las acciones de las cargas gravitacionales que soporta la losa. Su valor máximo corresponde al valor teórico calculado en el modelo analítico, y es aproximadamente de  $P_u=40$  toneladas. Este valor de carga experimental fue transmitido al nudo losa-columna como cortante por penetración.

Es importante mencionar que la relación del cortante por penetración debido a las cargas gravitacionales ( $V_u$ ) entre el cortante por penetración teórico resistido por la conexión ( $V_c$ ) tuvo un valor distinto, dependiendo del enfoque utilizado para evaluar  $V_c$ . Mientras la relación  $V_u/V_c$  fue igual a 1.2 cuando se revisó la resistencia teórica por los métodos propuestos en el Reglamento del Distrito Federal,  $V_u/V_c$  es igual a 0.5 cuando se revisó por los métodos propuestos por el ACI 318-1. Lo anterior es debido a que el Reglamento del Distrito Federal no toma en cuenta el incremento en la resistencia a cortante por penetración que ocasiona la compresión debida al presfuerzo; no obstante, las nuevas versiones del reglamento si incluirán los efectos del presfuerzo.

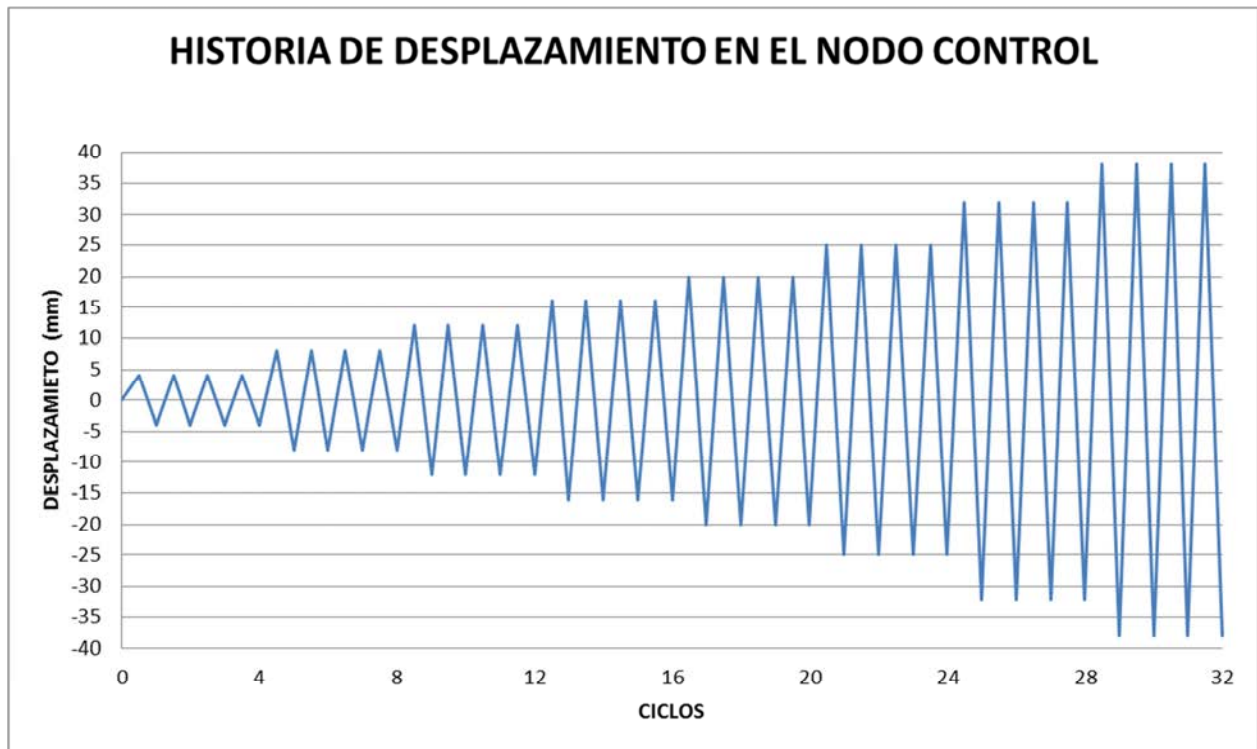
2. Carga de presfuerzo: aplicada por los torones colocados dentro de las nervaduras; el resultado fue una serie de fuerzas axiales de compresión en los elementos de concreto. El presfuerzo tuvo una magnitud inicial de 15 toneladas por cada cable; sin embargo, luego de las pérdidas se tuvo una fuerza efectiva de 10 toneladas por cable (valor registrado por los sensores de carga puestos en los cables).



**Figura 3.3.** Cargas experimentales.

3. Carga lateral: aplicada en ambos extremos de las columnas del espécimen; simuló la acción de las cargas debidas a sismo. El valor de las cargas laterales fue variado desde cero hasta una carga límite de aproximadamente 4.5 toneladas en cada columna. Los incrementos de carga lateral fueron controlados por incrementos en los desplazamientos laterales en los nudos extremos de las columnas (nudos de control).

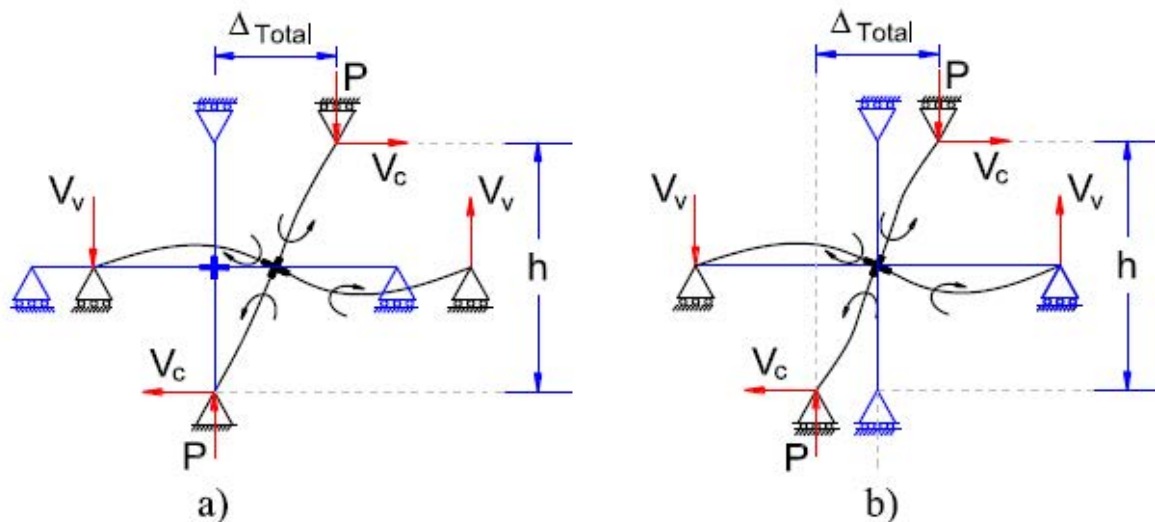
En la figura 3.4 se muestran los desplazamientos que se aplicaron en forma estática incremental al nudo control. Para cada desplazamiento objetivo, se aplicaron cuatro ciclos de repetición. Una consideración efectuada para este criterio de desplazamientos fue la analogía entre los desplazamientos reales en un evento sísmico, y los desplazamientos experimentales inducidos, en los que de acuerdo con la construcción del dispositivo de cargas lo que se desplazan son los nudos de la columna; mientras que la losa permanece en su lugar.



**Figura 3.4.** Desplazamientos del nudo de control.

La figura 3.5(a) representa el comportamiento "real" durante un sismo. Se asume que, ante una sollicitación sísmica, las columnas se articulan a la mitad de la altura de entrepiso (ACI, 2011). También se considera que las nervaduras tienen articulaciones debido a la inversión del momento. La distorsión total resultante es el desplazamiento relativo de la parte superior de la columna con respecto a su base.

La figura 3.5 (b) representa la carga experimental inducida; en este caso, lo que se desplaza son las columnas manteniendo fija la losa por acción del marco de reacción. La distorsión total será la diferencia de desplazamientos entre los nudos extremos de las columnas. Se tiene un desplazamiento control con el desplazamiento relativo entre un extremo de columna con respecto al nudo central de la conexión.



**Figura 3.5.** (a) Desplazamientos reales, (b) Desplazamientos experimentales.

### 3.4. CRITERIO DE FALLA EXPERIMENTAL.

Debido a que el experimento se controló por desplazamientos, se definió un límite para los incrementos de deformación basado en el valor máximo que alcanzó la carga lateral. Se continuó el experimento hasta que en un ciclo de desplazamientos se tuvo una pérdida de resistencia del 20% respecto a la carga máxima; es decir, cuando el momento inducido al espécimen es menor al 80% del momento máximo registrado (Ghali, 2006). Cabe señalar que, en algunos ensayos, se continuó incrementando el desplazamiento hasta que se terminó la carrera del equipo de carga; sin embargo los resultados en esas etapas son válidos sólo como evidencia visual del comportamiento de la conexión.

### 3.5. IDENTIFICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES.

Para medir las deformaciones de los especímenes ante cargas de prueba se colocaron una serie de instrumentos para el monitoreo de las respuestas de los elementos. Esta instrumentación fue identificada como instrumentación interna e instrumentación externa. Se comentará a continuación los detalles de ambos:

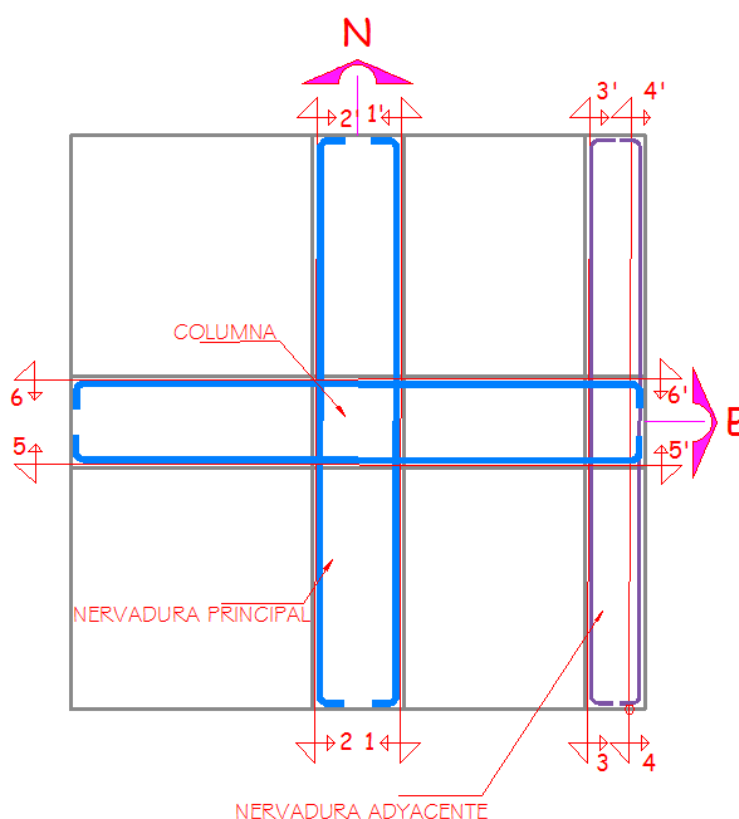
#### 3.5.1. INSTRUMENTACIÓN INTERNA.

Se colocaron strain gages (galgas extensométricas) en la superficie de las barras de acero de refuerzo y en el concreto para medir la deformación unitaria durante la prueba. En la tabla 3.1 se muestra la cuantía de la instrumentación interna colocada en cada uno de los especímenes. La instrumentación fue posicionada en la dirección paralela al sentido de la aplicación de las cargas laterales de prueba (debido a que en esta dirección las deformaciones unitarias son máximas).

Puesto que en la dirección perpendicular no se tienen deformaciones unitarias significativas no se colocaron strain gages en ese sentido).

Espécimen	Nervadura Principal	Nervadura Adyacente	Columna	Estribos	Concreto	Total
LP-1	16	16	16	24	5	77
LP-2	16	16	16	24	5	77
LP-3	16	16	16	24	5	77

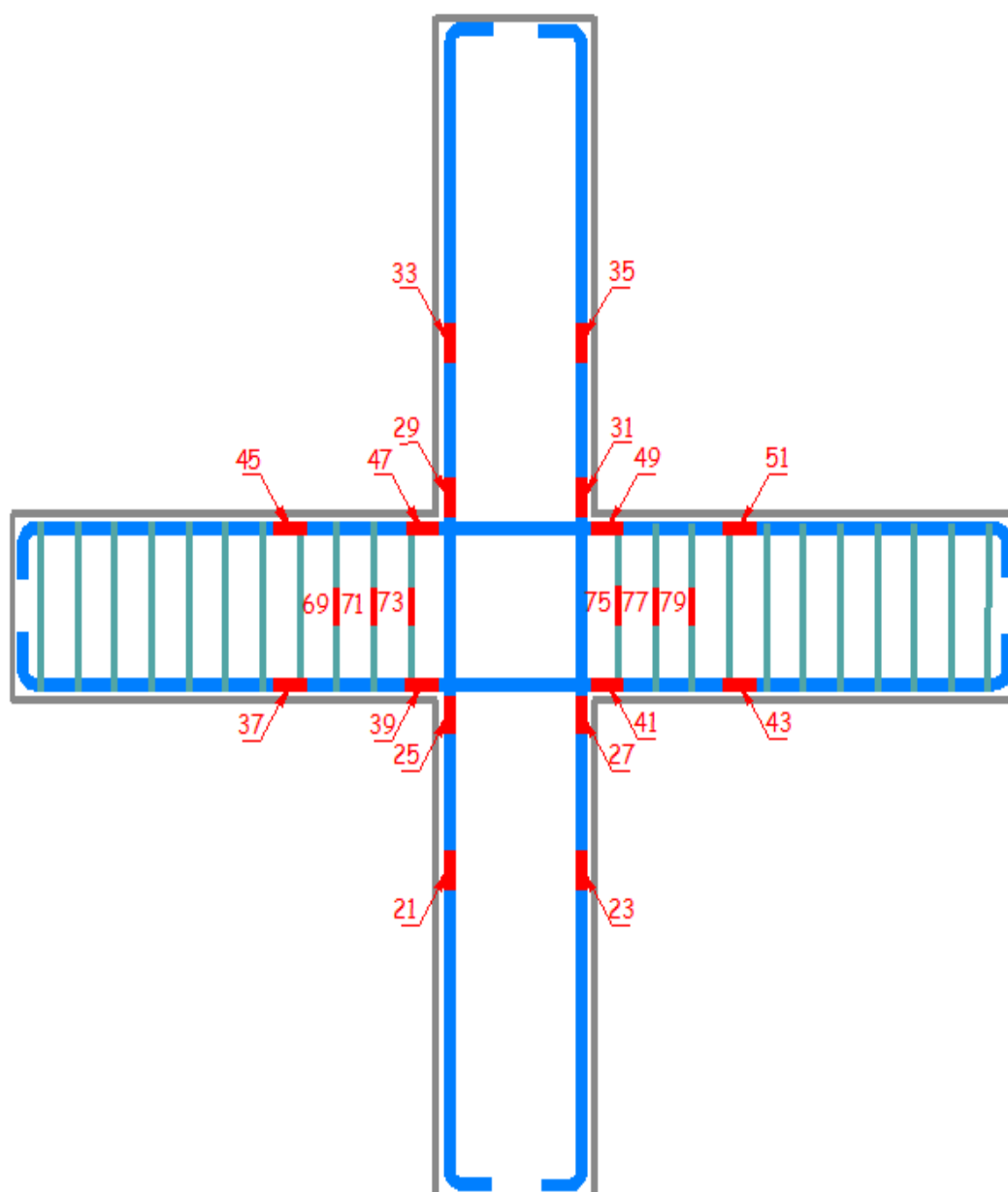
**Tabla 3.1.** Cuantía de instrumentación interna.



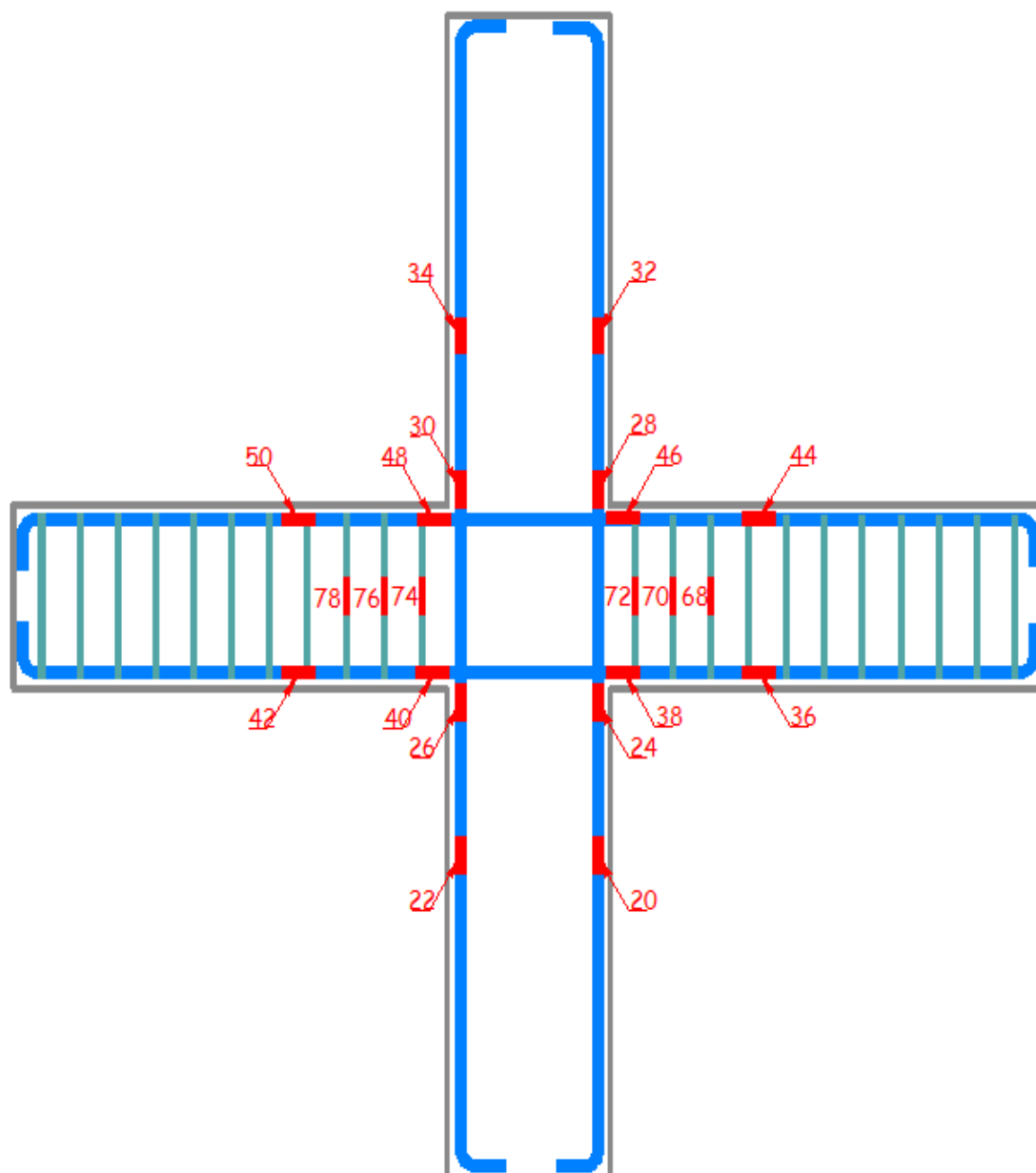
**Figura 3.6.** Planta espécimen de prueba para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

La numeración y puntos de colocación de los strain gages fue establecida siguiendo la misma secuencia utilizada en estudios previos (Arellano, 2013). Es importante señalar que se buscó colocar los strain gages en los puntos críticos; es decir, en aquellos en donde se esperaba tener momentos flexionantes máximos. Por ejemplo, para la nervadura principal se colocaron strain gages junto a la unión losa-columna porque se esperaba que fuera en esa ubicación en donde se tuvieran elementos mecánicos máximos. Se muestran en las figuras 3.6 a la 3.12 la ubicación y numeración de la instrumentación interna en el acero de refuerzo (el orden fue el mismo para todos los especímenes).

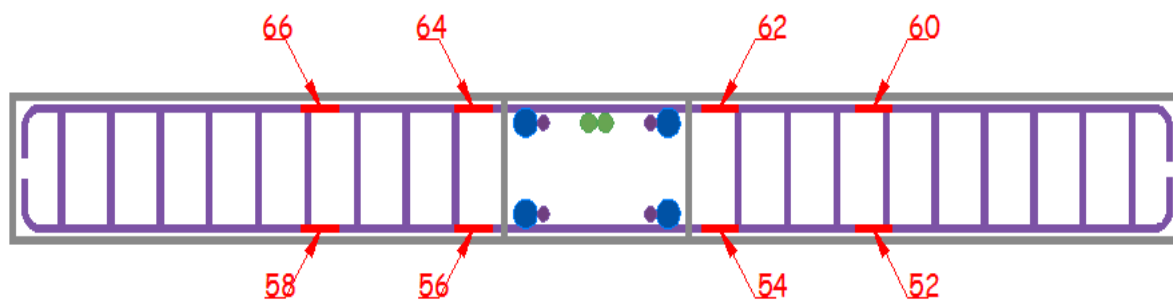




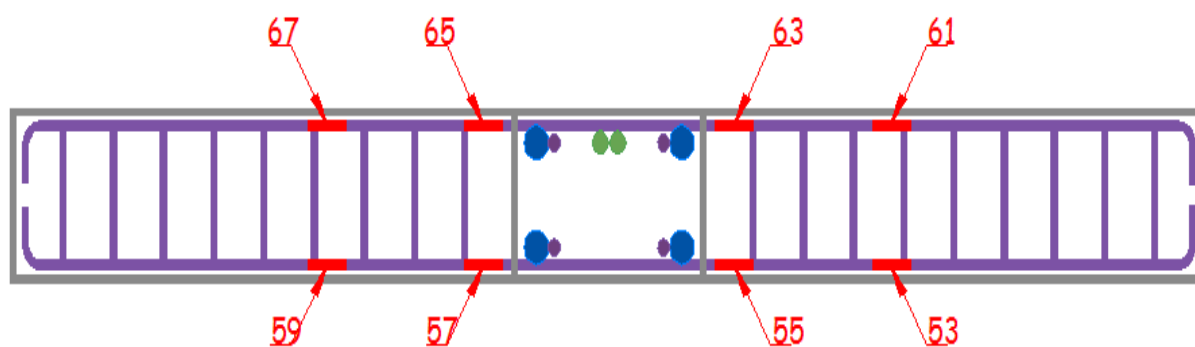
**Figura 3.7.** Sección 1-1' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.



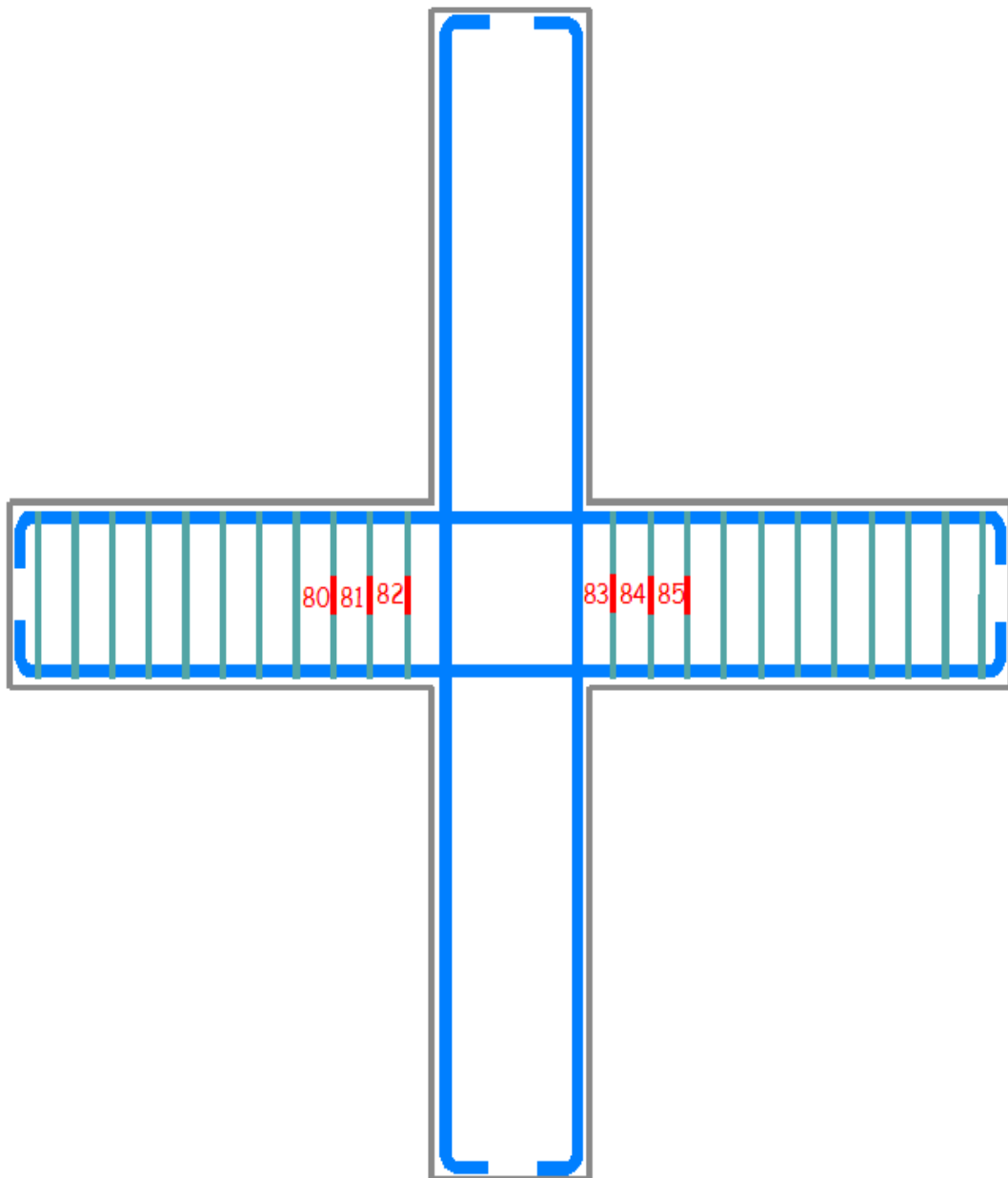
**Figura 3.8.** Sección 2-2' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.



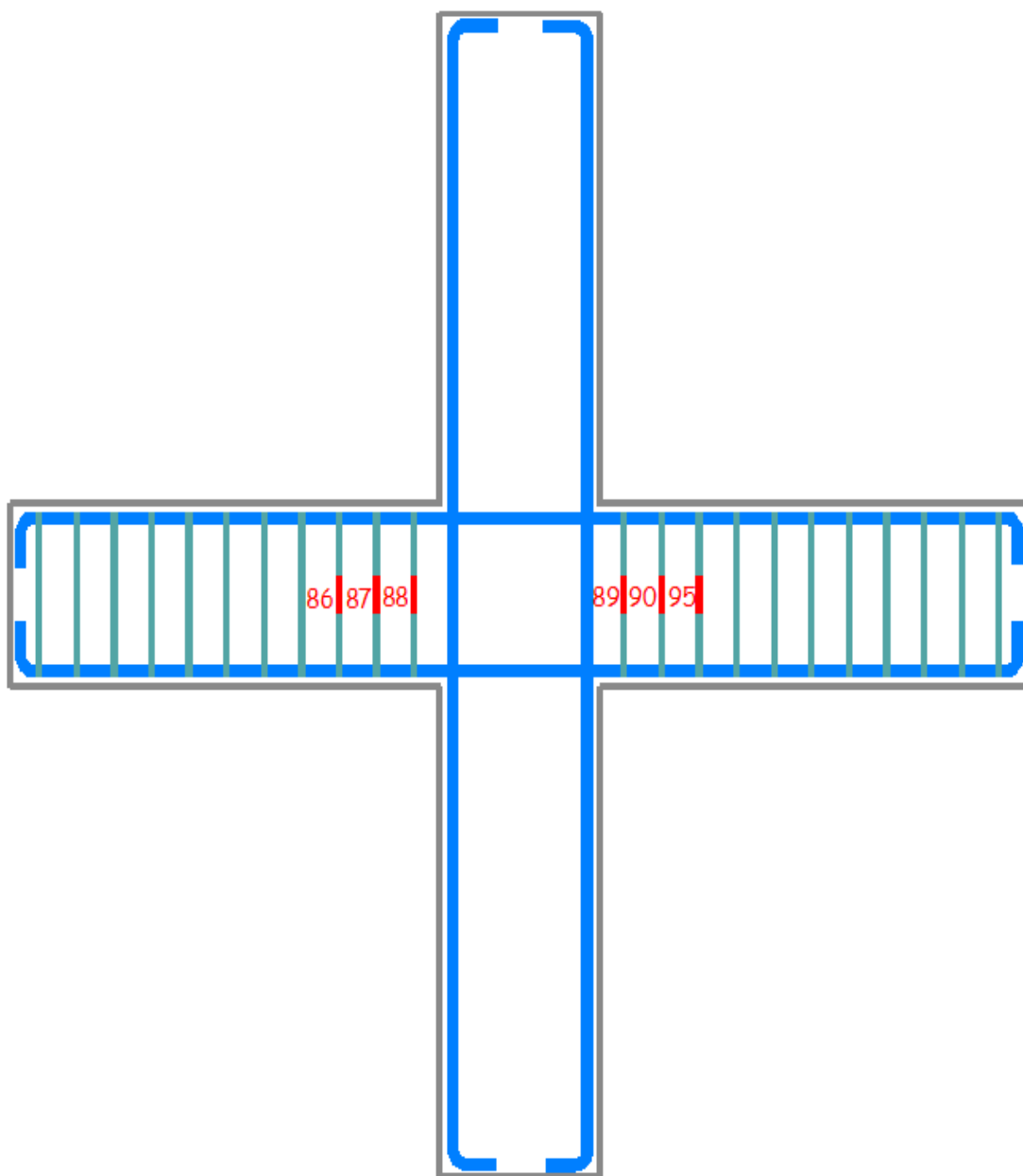
**Figura 3.9.** Sección 3-3' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.



**Figura 3.10.** Sección 4-4' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

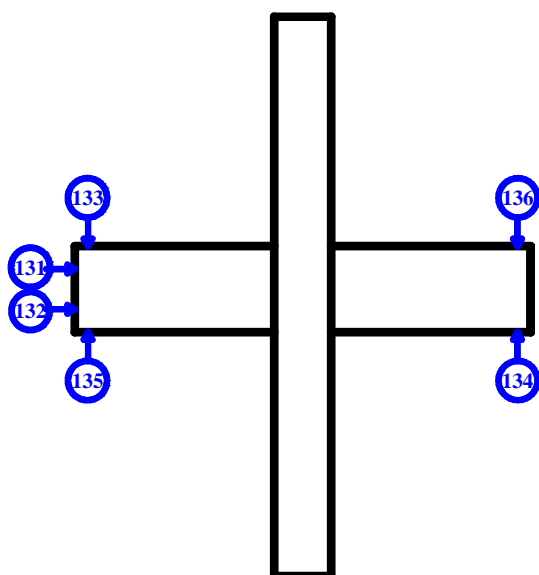


**Figura 3.11.** Sección 5-5' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.



**Figura 3.12.** Sección 6-6' para numeración de strain gages en acero de refuerzo.

### 3.5.2. INSTRUMENTACIÓN EXTERNA.

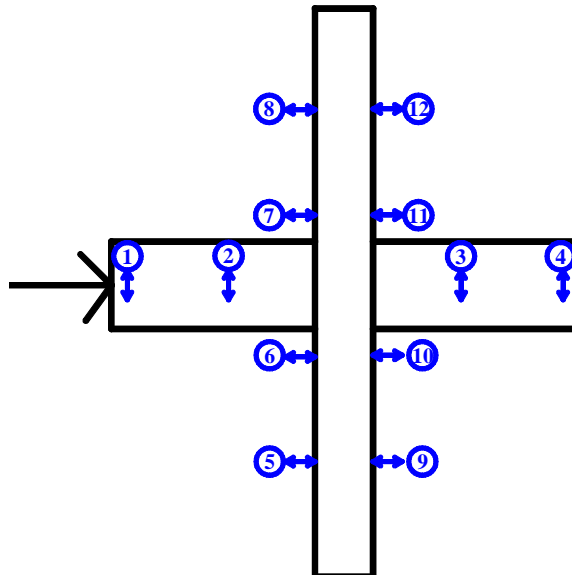


La instrumentación externa fue dispuesta siguiendo el orden utilizado en estudios previos (Arellano, 2013). para medir las cargas experimentales aplicadas se colocaron 2 celdas de carga para registrar la carga axial (131, 132), 4 celdas de carga para medir las cargas laterales (133 a 136) y 5 strain gauges en la superficie de concreto. En la figura 3.13 se muestra la ubicación de las celdas de carga; el número de la celda de carga corresponde al canal en que se colocaron los instrumentos en el equipo de adquisición de datos.

**Figura 3.13.** Ubicación de las celdas de carga.

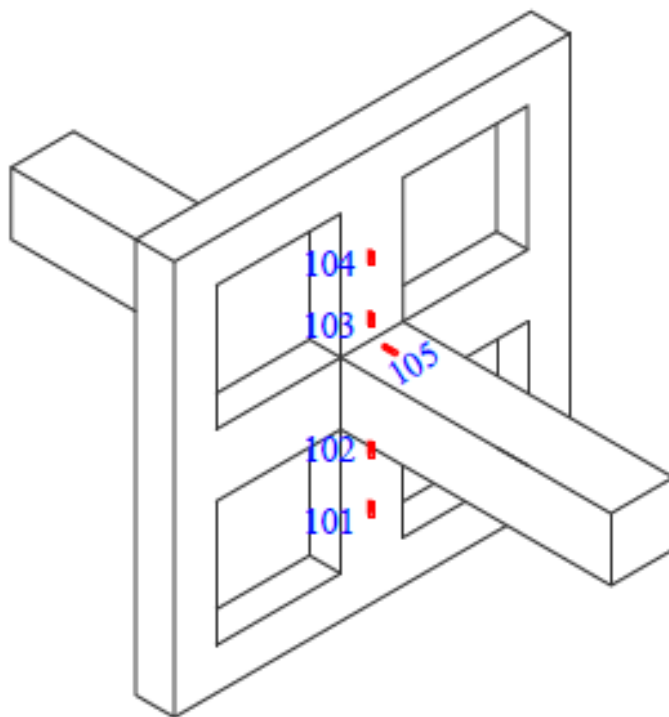
Los desplazamientos se midieron con transductores de desplazamiento. Se colocaron 4 de estos instrumentos para determinar el desplazamiento relativo de la columna (1 al 4) y 8 para medir el desplazamiento relativo de la nervadura principal (5 al 12). En la figura 3.14 se muestra la posición de los transductores.

El desplazamiento en el extremo de la columna donde se aplicó la carga axial (1) sirvió para monitorear el comportamiento del espécimen tomando como nudo de control la conexión central losa-columna.



**Figura 3.14.** Ubicación de los transductores de desplazamiento.

En la figura 3.15 se muestra la ubicación de los strain gauges en la superficie de concreto. El número de identificación corresponde al canal en que se colocaron los instrumentos en el equipo de adquisición de datos.



**Figura 3.15.** Ubicación de los strain gauges en la superficie de concreto.

## **CAPITULO 4**

### **TRABAJOS DE LABORATORIO.**

#### **4.1. INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se describe el proceso de construcción de los especímenes de prueba, así como los detalles del equipo utilizado para imponer y registrar las cargas experimentales. Se detallan a continuación estos aspectos.

#### **4.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES.**

El trabajo de campo para la construcción de los especímenes de prueba fue efectuado en las instalaciones del laboratorio de estructuras de la UAM-A. Todo el equipo y herramienta que se utilizó es propiedad de la Universidad.

La mano de obra utilizada fue proporcionada por los alumnos de la licenciatura en Ingeniería Civil que cursan sus estudios en el plan correspondiente de la UAM-A, así como del personal técnico del laboratorio. El periodo de ejecución de los trabajos comprendió desde el trimestre 11-P hasta el trimestre 13-O (de Mayo del 2011 hasta Noviembre del 2013), tiempo durante el cual se trabajó de manera constante e ininterrumpida.

Las actividades efectuadas para la construcción y ensaye de los especímenes fueron las siguientes:

- Corte, habilitado y armado de acero de refuerzo y acero de presfuerzo.
- Habilitado y colocación de instrumentación interna.
- Corte, habilitado y ensamble de cimbra.
- Colado de los especímenes.
- Ensamble de marco de reacción.
- Preparación y colocación de especímenes en marco de prueba.
- Postensado de cables de presfuerzo.
- Habilitado y colocación de instrumentación externa.
- Ensaye de especímenes.
- Desensable de marco de reacción y limpieza en general.

Se comentan los detalles de estos trabajos a continuación:



#### 4.2.1 CORTE, HABILITADO Y ARMADO DE ESPECIMENES.

El primer paso en la fabricación de los especímenes de prueba fue el corte del acero de refuerzo y del acero de presfuerzo. Los cortes fueron efectuados por medios mecánicos empleando herramientas apropiadas y respetando longitudes de desarrollo requeridas. Se cortaron barras de acero de refuerzo para fabricación de estribos y elementos longitudinales de nervaduras y columnas. Se cortaron cables de acero de presfuerzo para fabricación de tendones no adheridos de postensado.

Una vez cortadas las barras de acero de refuerzo requeridas, el habilitado consistió en realizar los dobleces y ganchos apropiados para la fabricación de piezas longitudinales y estribos. Cuando todas las barras fueron dobladas en su forma final, se procedió a ensamblar todos los elementos para fabricar el esqueleto del espécimen. Las uniones entre las barras longitudinales y los estribos se realizaron mediante amarres dobles de alambre recocido y los estribos se colocaron de manera que alternaran uno a uno el lado de los remates, para evitar que pudieran formarse puntos débiles en el ensamble.

Se muestra en la figura 4.1 la imagen del acero de refuerzo habilitado y ensamblado para uno de los especímenes de prueba.



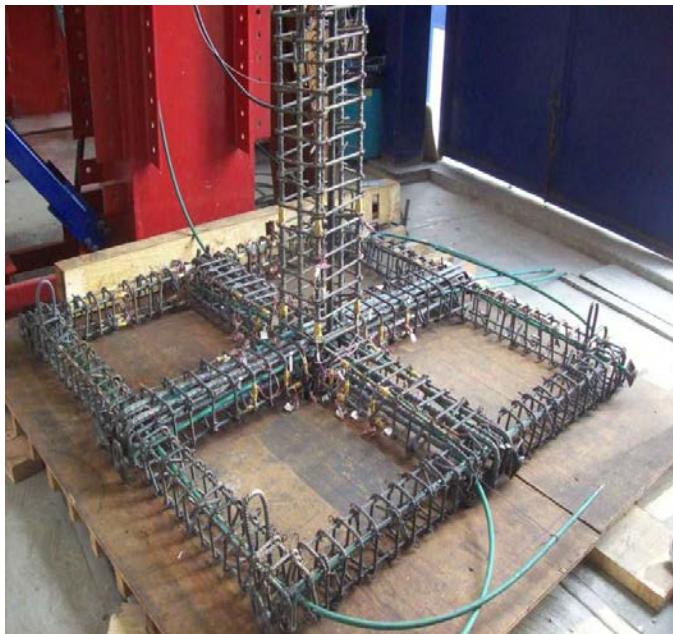
**Figura 4.1.** Vista de acero de refuerzo para espécimen LP-01.

En el caso del acero de presfuerzo, éste fue cortado con la longitud suficiente para garantizar la trayectoria parabólica dentro de la losa, más una longitud extra a extenderse fuera de la losa. Esta longitud extra fue necesaria para realizar las

maniobras de tensado de los cables; en total, la longitud de los cables fue de 3 metros, a pesar de que las dimensiones de la losa en planta fueron tan sólo de 1.9 metros. Una vez cortados los cables con la longitud necesaria fueron colocadas (en cada uno de los extremos del cable, a una distancia de 1.9 metros entre sí) unas placas metálicas cuya función fue proporcionar el anclaje mecánico entre el cable y el concreto de las nervaduras. Las placas fueron debidamente fijadas y acunadas al cable por medio de herramienta apropiada; estas piezas metálicas quedaron ahogadas en el concreto de las nervaduras como se aprecia en la figura 4.2.



**Figura 4.2.** Anclaje para cables de postensado.



Finalmente los cables fueron colocados, siguiendo la trayectoria parabólica predefinida, dentro del esqueleto de acero de refuerzo previamente ensamblado. La fijación de los cables en su posición final se consiguió sujetando éstos de las barras de refuerzo longitudinal por medio de amarres de alambre. Todos los cables se encontraban dentro de una funda plástica para garantizar el estado no adherido de los mismos. Se aprecia en la figura 4.3 la vista de un espécimen con los cables dispuestos en su posición final.

**Figura 4.3.** Posición final de cables de presfuerzo.

#### 4.2.2 COLOCACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA DE LOS ESPECÍMENES.

Se colocaron strain gages (galgas extensométricas) en puntos estratégicos del acero de refuerzo, tanto en las barras longitudinales como en algunos estribos. También se colocaron strain gages en algunos puntos de la superficie de concreto del espécimen (ver sección 3.5.1 para identificación de instrumentación interna).

El proceso general de colocación de los strain gages consistió en:

1. Preparación de la superficie sobre la que se colocó el strain gage.
2. Preparación previa del strain gage.
3. Pegado del strain gage sobre la barra de acero.
4. Limpieza del strain gage posterior al pegado.
5. Soldadura del cable trifilar al strain gage.
6. Colocación de capas de recubrimiento.

Se anexa en el apéndice B del presente trabajo una descripción detallada de cada uno de los puntos del proceso de instrumentación con strain gages.

#### 4.2.3 COLOCACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA DE LOS ESPECÍMENES.

Para la instrumentación externa se colocaron en el espécimen dos tipos de sensores:

1. Celdas de carga: Se emplearon para determinar las fuerzas aplicadas al espécimen. El control del experimento se realizó mediante incrementos graduales de desplazamientos y no mediante el incremento de las fuerzas; por lo que la colocación de las celdas de carga permitió determinar los valores de fuerza correspondientes a cada valor de desplazamiento.
2. Transductores de desplazamiento: Para poder determinar la capacidad de deformación del espécimen se midieron los desplazamientos en 19 puntos mediante sensores denominados transductores de desplazamiento. Se calculó la distorsión que produjo la falla y la carga máxima que pudo soportar el espécimen. La falla en el espécimen se determinó cuando la fuerza necesaria en un ciclo disminuye a menos del 80% de la fuerza máxima en el espécimen (Ghali, 2006).

La colocación de estos sensores en los puntos necesarios de monitoreo se efectuó de manera manual, procurando fijar las piezas al marco de reacción de manera segura para evitar golpes innecesarios en el equipo. La disposición y cuantía de la instrumentación externa puede revisarse en la sección 3.5.2.



#### 4.2.4 CIMBRA DE LOS ESPECÍMENES.

La fabricación de la cimbra se efectuó utilizando madera de uso común en la construcción, tal como: hojas de triplay, polines rectangulares y polines cuadrados. Los cortes necesarios se efectuaron por medios mecánicos, utilizando herramienta apropiada para ello.

Se propuso una cimbra que permitió el colado de todo el espécimen en un mismo día, con lo que se evitó el cambio en las edades del concreto y la formación de juntas frías entre la losa y la columna. Así se evitó la introducción de una nueva variable al estudio experimental. La cimbra propuesta fue ensamblada en 3 partes:

1. Cimbra de la columna inferior: de forma cuadrada con sección interior de 30 cm y altura de 140 cm; formada por cuatro hojas de triplay reforzadas mediante polines cuadrados, clavados estos en la parte posterior de las hojas para darles soporte. El ensamble entre las cuatro piezas se efectuó por medio de espárragos metálicos, colocados y atornillados a través de barrenos hechos en los polines cuadrados. Este sistema de espárragos metálicos permitió que el ensamble de la cimbra fuera de forma fácil y además garantizando firmeza y resistencia. La cimbra de la columna inferior fue colocada dentro de un espacio acondicionado para dejarla en un nivel inferior al nivel de piso terminado del laboratorio. La cimbra fue debidamente asegurada y plomeada para garantizar su verticalidad antes de colocar las piezas superiores de la losa y columna superior. Se observa en la figura 4.4 vistas de la cimbra para la columna inferior.

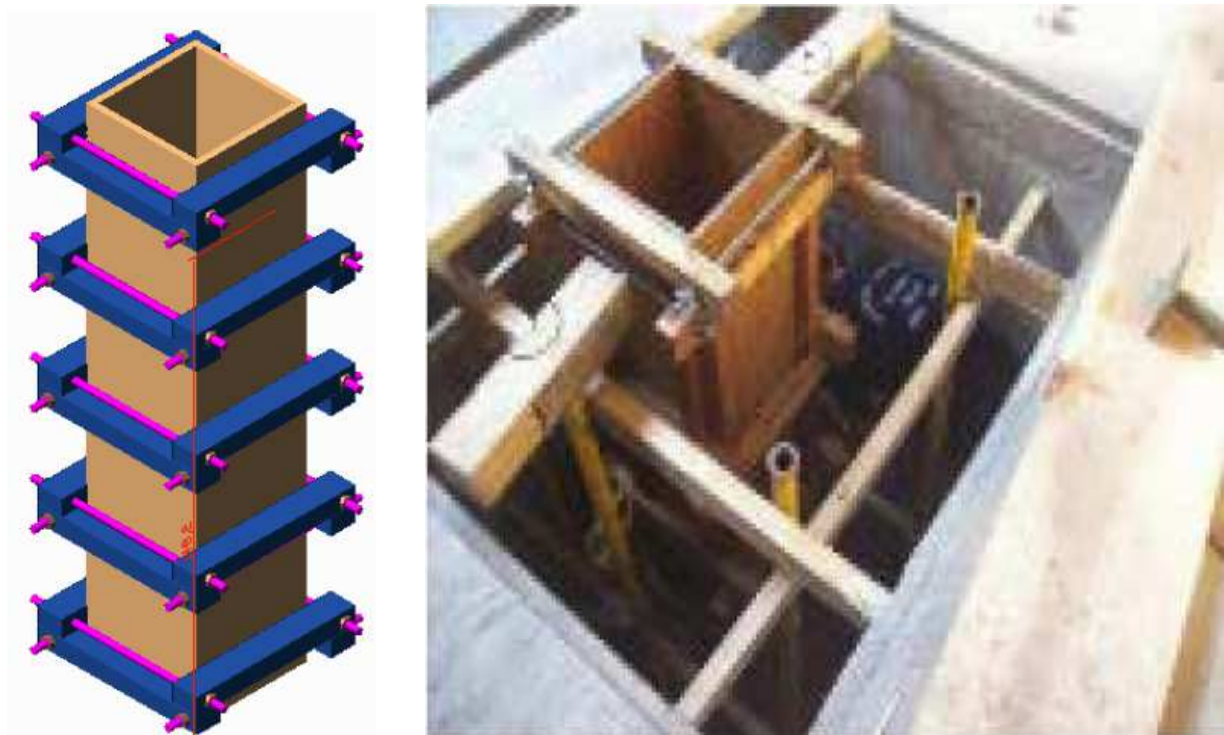


Figura 4.4. Cimbra de la columna inferior.

2. Cimbra de la losa: consistió en dos hojas de triplay de 240 cm x 142 cm colocadas en la parte inferior de la losa y apoyadas sobre tablones. Las hojas fueron dispuestas de manera horizontal una al lado de la otra y con una ventana cuadrada de 30 cm al centro para permitir el ensamble con las piezas de cimbra de las columnas (ver figura 4.5). También se fabricó una cimbra perimetral por medio de tiras de triplay de 190 cm x 20 cm, reforzadas en su parte posterior por trozos de polín cuadrado; esta cimbra perimetral proporcionó la cimbra de frontera para la losa.

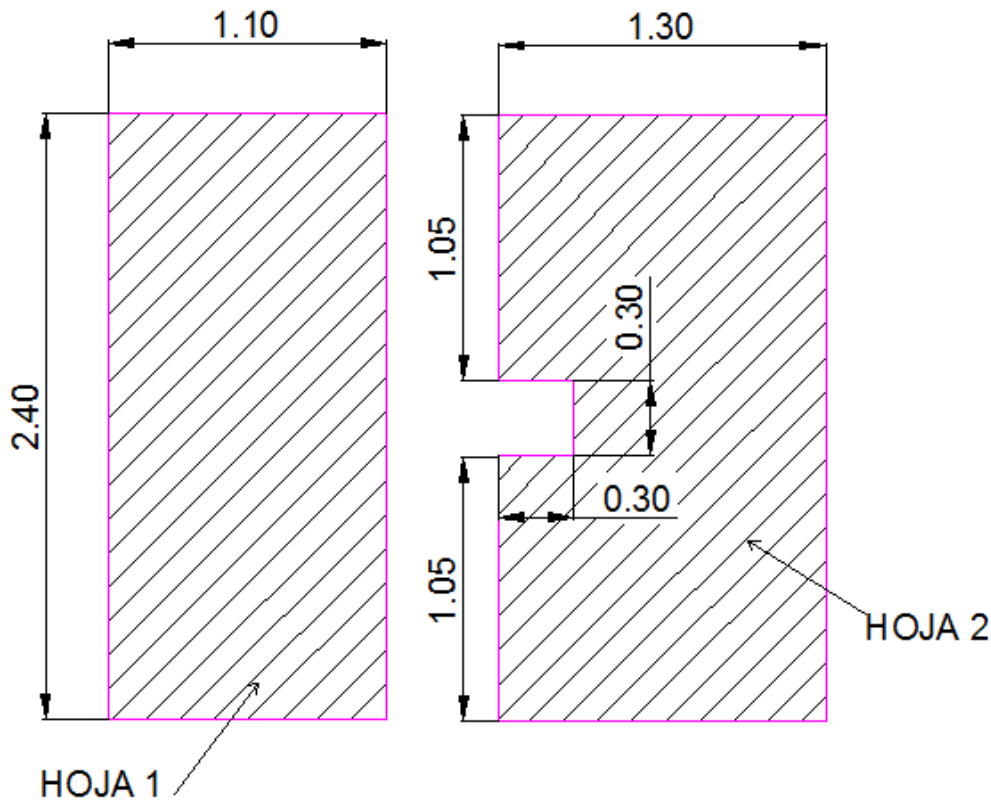
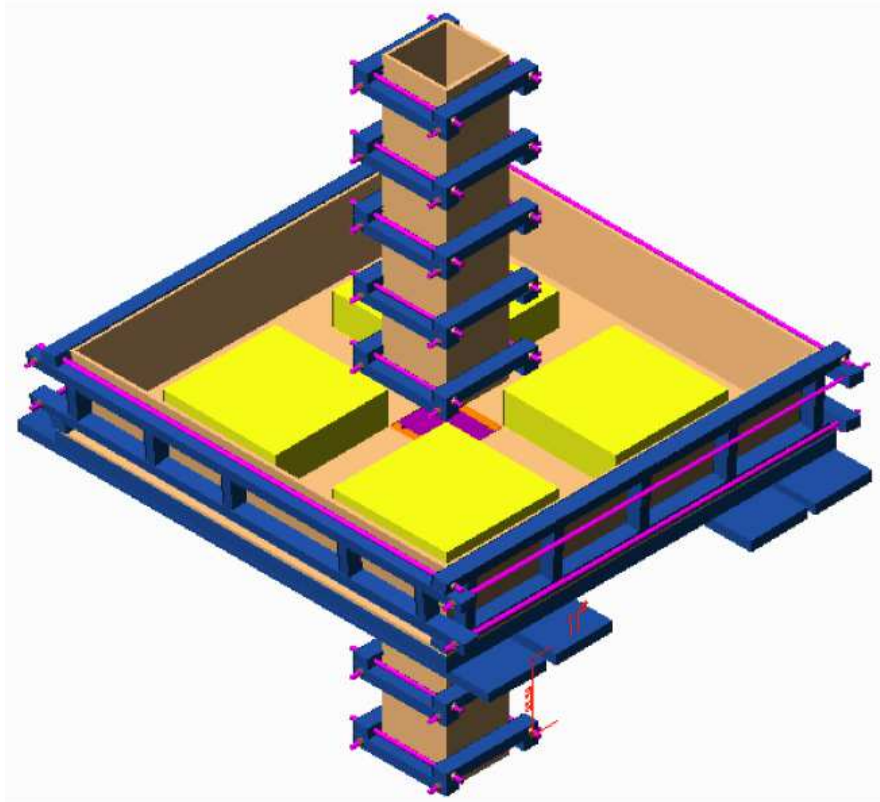


Figura 4.5. Cimbra de la losa.

3. Cimbra de la columna superior: similar a la cimbra de la columna inferior, de forma cuadrada con sección interior de 30 cm y altura de 130 cm; formada por cuatro hojas de triplay reforzadas mediante polines cuadrados, clavados estos en la parte posterior de las hojas para darles soporte. El ensamble entre las cuatro piezas se efectuó por medio de espárragos metálicos, colocados y atornillados a través de barrenos hechos en los polines cuadrados. La cimbra de la columna superior fue asegurada a la cimbra de la losa por medio de cables tensores para evitar que se perdiera la verticalidad del elemento; es importante señalar que el ensamble de la cimbra de la columna superior se efectuó en la última parte del proceso de colado, una vez que estuvieron coladas tanto la columna inferior como la losa, para evitar que la presencia de la cimbra de la columna superior obstaculizara el correcto colado de las partes inferiores del espécimen.

Se muestra en la figura 4.6 una vista general de la cimbra completa. Se utilizó básicamente el mismo concepto de cimbra para los 3 especímenes construidos, sólo con ligeras reparaciones entre colado y colado.



**Figura 4.6.** Modelo digital de la cimbra completa.

#### **4.2.5 COLADO DE LOS ESPECÍMENES.**

El colado de cada espécimen fue efectuado en una sola pieza, evitando con ello la formación de juntas frías en algún punto. Se utilizó concreto con dosificación suficiente para garantizar una resistencia a la compresión a 28 días de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (ver apéndice A para las propiedades del concreto utilizado) y un revenimiento de 12 cm. La secuencia de ejecución de los trabajos de colado fue la siguiente:

1. Colado de la columna inferior: teniendo preparada la cimbra de la columna inferior y la cimbra de la losa, se procedió a efectuar el colado. Este fue un proceso complicado, ya que el único acceso a la columna inferior fue la ventana de 30 cm en la cimbra de la losa. Se utilizó el equipo necesario para vibrar adecuadamente y evitar con ellos oquedades no deseadas. En esta parte del espécimen se extrajeron 3 muestras para posterior ensaye: dos cilindros y una viga (los cilindros para determinar la resistencia a compresión y la viga para estimar la resistencia a tensión debida a flexión de la muestra de concreto elaborada).

2. Colado de la losa: una vez que la columna inferior estuvo lista, se empezó el colado de la losa. Se utilizó herramienta apropiada para vibrar, aplanar y poder dar los terminados necesarios. Para ésta parte se obtuvieron 6 muestras para posterior ensaye: 4 cilindros y 2 vigas (mismo propósito que las muestras de la columna inferior).

3. Colado de la columna superior: para empezar los trabajos en esta parte del espécimen se debió esperar aproximadamente una hora hasta que el concreto de la losa fraguara un poco. Lo anterior debido a que, por la posición del espécimen durante el colado, de haber comenzado a verter el concreto en la columna superior, estando aún fresco el concreto de la losa, se hubiera deformado el concreto en el nudo por el empuje del nuevo colado. Se obtuvieron también 3 muestras para posterior ensaye: 2 cilindros y una viga (mismo propósito que las muestras de la columna inferior).

Se observa en la figura 4.7 una imagen de los trabajos de colado para uno de los especímenes.



**Figura 4.7.** Trabajos para el colado de un espécimen.

#### **4.2.6 DESCIMBRADO DE LOS ESPECÍMENES.**

Luego de efectuar el colado se dejó fraguar el concreto por 48 horas; transcurrido ese tiempo, se retiró la cimbra de frontera de la losa y la cimbra de la columna superior. En total el espécimen fue dejado fraguar por 28 días; tiempo durante el cual, éste fue debidamente curado a través de humedecer abundantemente la superficie libre de la losa y de la columna superior. Por la posición del espécimen, no fue posible curar la columna inferior sino hasta que el espécimen fue retirado del espacio habilitado para el



colado; sin embargo, conservó su humedad por estar cimbrado y aislado del aire libre. Transcurridos los 28 días, se procedió a retirar la losa del espacio habilitado para el colado. Al retirarla de esta ubicación fue posible quitar la cimbra inferior de la losa y la cimbra de la columna inferior; así mismo, se tuvo acceso a la parte inferior de la losa, con lo que se pudieron retirar los casetones de poliestireno que fueron colocados como material aligerante. Se aprecia en la figura 4.8 los trabajos para descimbrar uno de los especímenes.



**Figura 4.8.** Trabajos para descimbrar uno de los especímenes.

Con ayuda de la grúa viajera del laboratorio de estructuras de la UAM-A se izó la losa para retirarla de la posición del colado. Mientras la losa permaneció suspendida, se retiró toda la cimbra; hecho esto, se movió la losa para colocarla sobre unos apoyos temporales y proceder a realizar las preparaciones necesarias antes de posicionarla en el marco de prueba para su ensaye.

#### **4.2.7 PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES.**

El proceso de preparación de los especímenes, previo a su colocación en el dispositivo de carga, consistió en los siguientes trabajos:

1. Reparación de las imperfecciones. Se resanaron las porosidades superficiales que el espécimen tuvo luego del proceso de colado; las pequeñas oquedades fueron resanadas utilizando una pasta expansiva especial, para adherencia a concreto fraguado.
2. Pulido de superficie. Se pulió con ayuda de un esmeril y una piedra pulidora, la cara superior de la losa, para quitar bordes e imperfecciones del colado. Se procuró dejar la superficie lo más lisa posible, con el objetivo de tener un área de contacto continua entre el concreto y la estructura metálica del marco de reacción, y evitar con ello posibles rotaciones diferenciales entre ambos elementos.



3. Aplicación de capa de pintura. El espécimen fue pintado de color blanco mediante una capa de pintura de agua. Se decidió utilizar pintura de agua porque su consistencia es ligera al no formar una película plástica sobre la superficie del concreto; mientras que las pinturas de aceite tienen consistencias gruesas y si forman una película plástica. La idea de no tener una película plástica en la superficie obedeció a que se quería tener una propagación libre de las grietas durante la prueba; situación que se hubiera visto afectada con la presencia de una pintura de aceite.
4. Trazo de puntos de referencia. Una vez que se aplicó la pintura blanca, se procedió a dibujar unas líneas de referencia sobre la superficie de todo el espécimen. Estas líneas trazaron una malla cuadricular de 5 cm con el objetivo de tener puntos de referencia para la identificación y marcado de las grietas que aparecieron durante la aplicación de las cargas. Ver figura 4.9



**Figura 4.9.** Trabajos para trazo de líneas de referencia.

#### **4.3 EQUIPO PARA ENSAYE DE ESPECÍMENES.**

Para la aplicación de las cargas de prueba fue necesaria la fabricación de piezas especiales propias de la investigación; así como de la utilización de los elementos habilitados en el laboratorio de estructuras de la UAM-A. Se comentan enseguida las particularidades del equipo para ensaye de especímenes:

#### 4.3.1 MARCO DE REACCIÓN.

Constituido por los elementos metálicos existentes en el espacio físico del laboratorio de estructuras de la UAM-A. Su función principal fue servir de soporte para la fijación de las piezas de aplicación de carga (dispositivo de carga, ver sección 4.3.2). El aplicar fuerzas de magnitud considerable requiere tener un apoyo que garantice una reacción adecuada (sin desplazamientos no deseados en el espécimen de prueba), por lo cual fue necesario soportar el dispositivo de carga por medio del marco de reacción.

Los elementos metálicos del marco de reacción están dispuestos de manera que forman un marco tridimensional de una cruz, unidos a través de trabes superiores desmontables (ver figura 4.10). Las columnas de los marcos se encuentran firmemente empotradas al piso del laboratorio; el cual está formado por una losa de concreto debidamente diseñada para soportar las presiones que las cargas del marco mandan a sus bases.

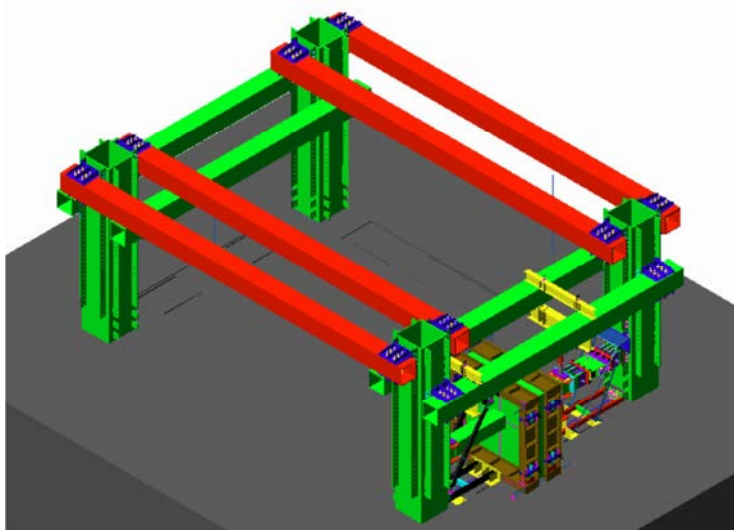


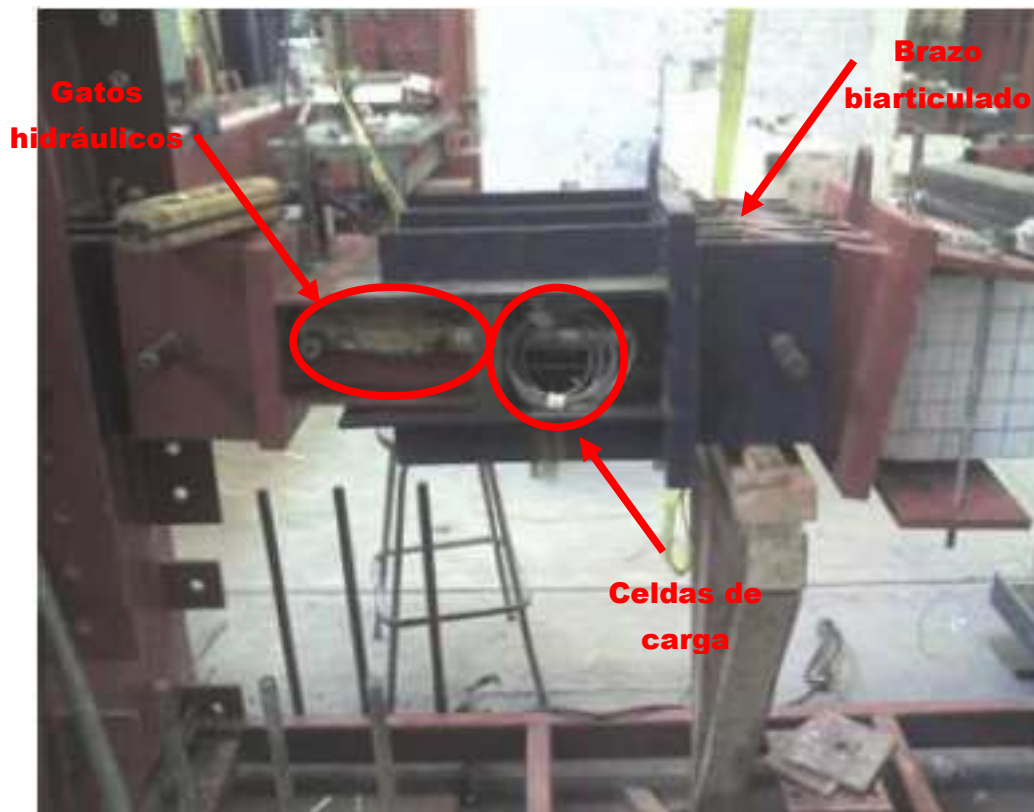
Figura 4.10. Modelo digital marco de reacción.

#### 4.3.2 DISPOSITIVO DE CARGA.

Para aplicar las cargas sobre el espécimen a ensayar y poder representar los efectos que las solicitaciones sísmicas (junto con las gravitacionales) tienen sobre una estructura real, fue necesario fabricar una serie de piezas especiales que ayudaran en estas simulaciones. Como se mencionó antes, estas piezas fueron diseñadas para estar apoyadas en el marco de reacción existente en el laboratorio de estructuras de la UAM-A. Se tomaron piezas utilizadas y diseñadas en ensayos previos (Arellano, 2010); se da a continuación una descripción de estas:

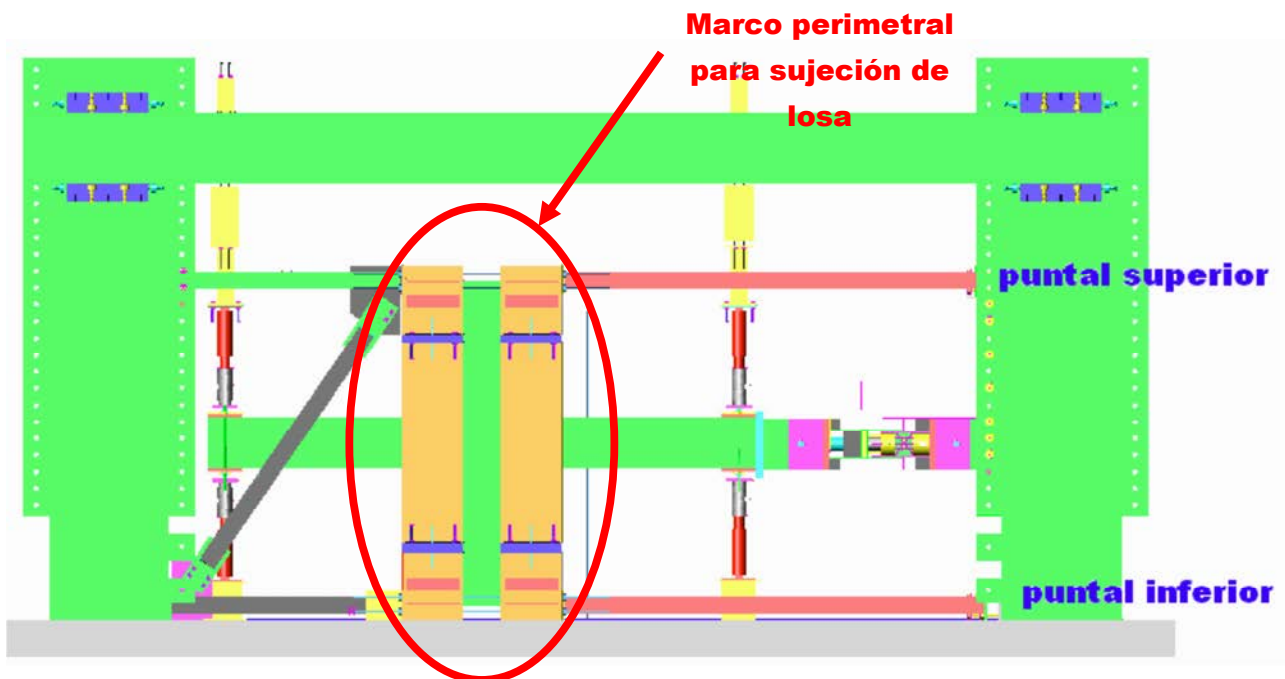
1. Sistema biarticulado para aplicación de carga axial: Una de las cargas aplicadas al espécimen fue la carga axial, actuando en el extremo libre de una de las columnas de éste. Para poder aplicar esta carga axial, simultáneamente a la aplicación de las cargas laterales que simulan los efectos sísmicos (ver sección 3.3 para identificación de cargas experimentales), fue necesario diseñar un elemento de soporte que tuviera la libertad de rotar y pudiera, a la vez, dar reacción al empuje de la carga axial.

Esto se consiguió soldando una serie de tiras metálicas a modo de cartabones sobre unas placas rectangulares de acero para formar dos elementos base; los cuales, fueron unidos a través de pernos que permitieran la libre rotación entre ellos. Entre ambos elementos base se dejó un espacio para colocar allí dos gatos hidráulicos que suministraron la carga axial y dos celdas de carga para medir la intensidad de fuerza aplicada. Este brazo articulado fue apoyado por un lado en la columna del marco de reacción y por el otro extremo en la parte final de la columna del espécimen. Ver figura 4.11.



**Figura 4.11.** Brazo biarticulado.

2. Marco perimetral para fijación de losa: como se mencionó en secciones anteriores, la losa fue girada  $90^\circ$  respecto a su posición en la estructura real, con el objetivo de facilitar la aplicación de las cargas de prueba. En el modelo experimental se buscó que la losa se mantuviera fija en su posición; es decir, que no rotase y que solo los extremos de las columnas sufrieran desplazamientos. Para mantener sin movimiento a la losa se diseñó un contorno hecho con placas de acero, debidamente ensambladas y soldadas entre sí, para formar un marco perimetral. Este marco presionó una franja de 20 centímetros alrededor del perímetro y por ambos lechos de la losa. Además para evitar que existiera el deslizamiento entre losa y superficie metálica del marco perimetral se agregó una superficie de neopreno entre el concreto y acero para garantizar que las presiones entre ambas superficies fueran uniformes. Se muestra en la figura 4.12 la losa en posición de ensaye.



**Figura 4.12.** Marco perimetral y puntales de presión.

3. Puntales de presión: para que los marcos perimetrales quedaran firmemente presionados entre sí se colocaron, a los costados de éstos, cuatro puntales y un contraviento diagonal fabricados con perfiles tubulares y placas (ver figura 4.12). Los puntales quedaron por un extremo atornillados a los marcos perimetrales y por el otro extremo unidos a las columnas del marco de reacción. La longitud de cada puntal fue dispuesta para garantizar que su posición final pudiera presionar el marco perimetral y evitar que el espécimen se moviera de lugar durante la aplicación de las cargas de prueba.
4. Sistema para aplicación de carga lateral: debido a que el equipo con el que se aplicaron las fuerzas laterales son gatos hidráulicos que tenían una capacidad diferente en empuje y jale (el jale es mucho menor que el empuje) se propuso aplicar las fuerzas laterales mediante 4 gatos hidráulicos todos empujando. En la figura 4.13 se muestra la configuración de gatos hidráulicos conectados y sincronizados para que existiera el efecto de cargas laterales cíclicas; se muestra también que cuando el gato inferior derecho empujó, a la par que el gato superior izquierdo también empujó, la dirección de carga fue definida como “empuje”; mientras que, cuando el gato superior derecho empujó a la par que el gato inferior izquierdo empujó, la dirección de carga fue definida como “jale”. Con la acción de empuje y jale se completó el ciclo de carga lateral reversible. Los gatos hidráulicos fueron sujetos en dispositivos fabricados con placas de acero (ver figura 4.14) armadas de tal manera que pudieran ser atornilladas a las traveses del marco de reacción (para fijar los gatos colocados en la parte superior) y a la losa de reacción (para fijar los gatos colocados en la parte inferior).



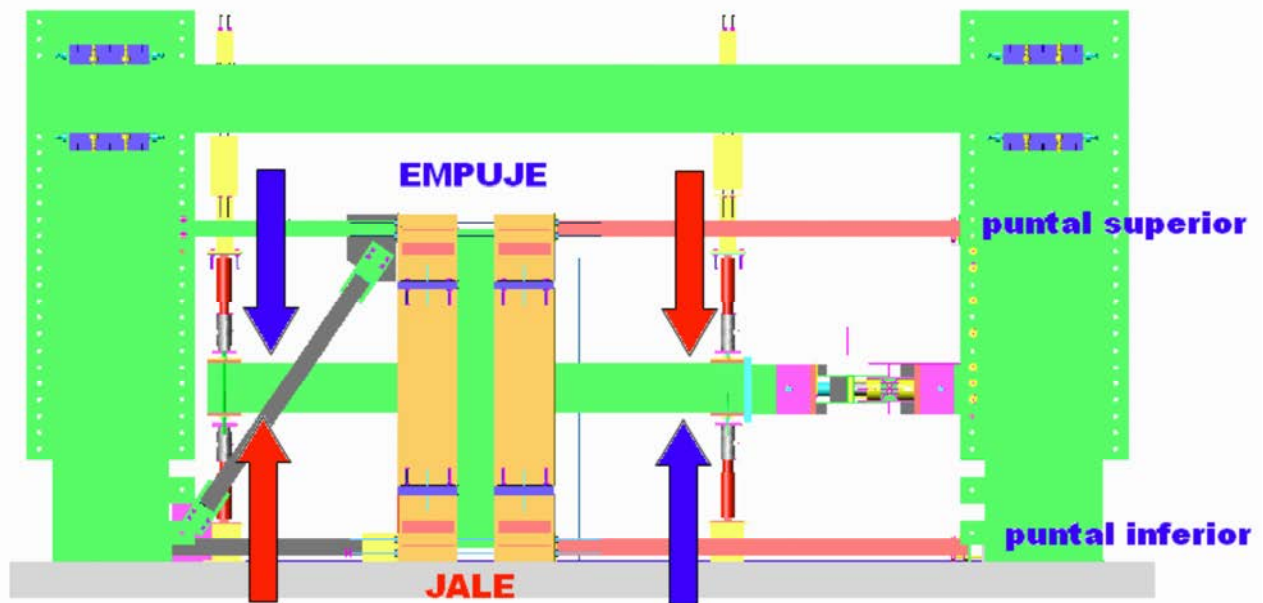


Figura 4.13. Sistema para aplicación de carga lateral.



Figura 4.14. Vigas para sostener los gatos superiores e inferiores.

#### 4.3.3 DISPOSITIVO DE ADQUISICIÓN DE DATOS.

Una vez que el espécimen fue colocado en posición de ensaye y que todo el dispositivo de carga fue ensamblado debidamente, se procedió a conectar el cableado de la instrumentación interna en el dispositivo de adquisición de datos. Antes de hacer las conexiones se realizó el proceso de postensado de los cables (para detalles ver apéndice C). El dispositivo de adquisición de datos consistió en:

- 1 Cerebro de lectura de sensores por deformación tipo TDS-300, con capacidad de salida de 250 canales y velocidad de operación de 0.08 segundos por canal.
- 2 Cajas de interruptores tipo IHW-50G con 50 canales de salida por cada caja. Una de estas cajas fue prestada a nuestra Universidad por el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- 1 computadora portátil para registro de lecturas del TDS-300.
- 1 puente de Wheatstone (P3 strain indicator).



**Figura 4.15.** Conexión de equipo de adquisición de datos.

## **CAPITULO 5**

### **ANALISIS DE RESULTADOS.**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se presenta un análisis de los resultados obtenidos durante los ensayos de los especímenes y se compara el desempeño general de los mismos. La comparación se hace con base en la construcción de graficas de histéresis; las cuales analizan el comportamiento carga-distorsión para cada una de las repeticiones a las que fueron sometidas las tres losas del proyecto experimental.

#### **5.2 ESPÉCIMEN LP-01.**

El comportamiento general observado para este espécimen resultó fuera de lo esperado, debido a que, durante la aplicación de la carga axial a la columna se perdió la horizontalidad de ésta. Como consecuencia, la carga axial generó una excentricidad inesperada, causando un momento flexionante considerable. Es importante mencionar que esta flexión dañó de manera severa al espécimen aún antes de empezar a colocar las cargas laterales y realizar las repeticiones programadas según ensayo. Se observa en la figura 5.1 la imagen de la columna sobre la que fue aplicada la carga axial; se puede apreciar como ésta se encontró en posición fuera de la horizontal.



**Figura 5.1.** Pérdida de horizontalidad. Ensayo LP-01.



Debido a la condición explicada anteriormente, las únicas repeticiones realizadas para el desplazamiento lateral fueron 18, 30 y 34 milímetros; no fue posible conseguir la totalidad de las repeticiones objetivo (fijadas para 4, 8, 12, 16, 20, 25, 32 y 38 mm). Se aprecia en la figura 5.2 el agrietamiento en el nudo losa-columna correspondiente a la repetición de 18 milímetros; se puede ver que las grietas debidas a la carga axial inicial (marcadas en negro) son de tamaño considerable; con lo cual, se confirma que el daño infligido estuvo presente desde la aplicación de esa carga inicial. Las grietas axiales son más notorias en abertura y longitud que las grietas debidas a la carga lateral (marcadas en rojo), puesto que las primeras tuvieron aberturas de entre 15 y 25 mm y las segundas solamente tuvieron valores que alcanzaron máximo los 5 mm.



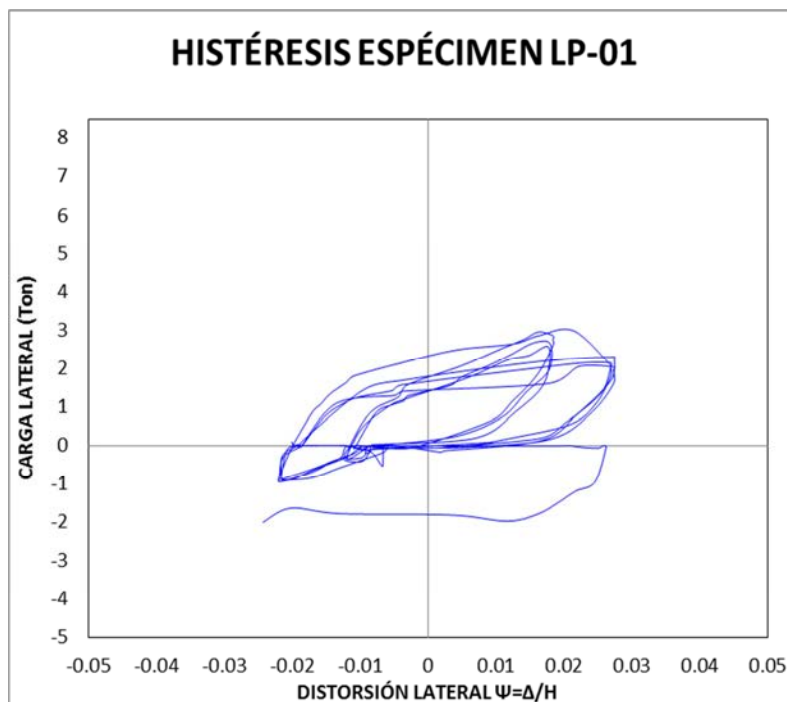
**Figura 5.2.** Daño en el nudo para repetición de 18 mm. Ensayo LP-01.

Alcanzados los 34 mm en el desplazamiento lateral, el espécimen presentó una pérdida de capacidad de carga; los sensores que monitoreaban la aplicación de la carga axial y de las cargas laterales perdieron sus lecturas súbitamente. Se pudo concluir que la pieza había fallado. Se aprecia en la figura 5.3 la formación de grietas diagonales; nuevamente, éstas son el resultado de la carga axial inicial y su excentricidad al perder la horizontal en la línea de aplicación. La carga axial se fijó en un valor de 30 toneladas y puesto que la excentricidad accidental alcanzó un valor de 100 milímetros, se tuvo un momento de flexión accidental del orden de 3 ton\*m, efecto que se cree fue el responsable de que la pieza no pudiera ensayarse de acuerdo a los procedimientos y límites predefinidos.





**Figura 5.3.** Daño en el nudo para repetición de 34 mm. Ensayo LP-01.



Con los valores registrados en los transductores de desplazamiento y las celdas de carga, posicionados en los nudos de control, se construyó la gráfica de histéresis que representa el comportamiento carga contra deformación lateral (expresada ésta última en términos de la distorsión). Se observa en la figura 5.4 la gráfica de histéresis del espécimen LP-01.

**Figura 5.4.** Gráfica de histéresis ensayo LP-01.

De las formas y valores observados en la gráfica de histéresis del espécimen LP-01 se pueden hacer las siguientes observaciones:

1. Existe una diferencia en los valores de carga lateral alcanzados entre los ciclos reversibles. Un sentido de carga lateral fue definido como “jale” (graficados sus

valores en el cuadrante 1 del plano cartesiano), mientras que el ciclo opuesto fue denominado “empuje” (graficados los valores en el cuadrante 3). Para el jale se observan valores máximos de carga lateral de 3 ton, mientras que para el empuje se tienen valores de 1 ton. Este efecto de disparidad es atribuido a la deformación inicial (debida a la carga axial con excentricidad accidental) que fue opuesta a la deformación que se buscaba imponer con el jale. Por tal razón, fue requerida una fuerza primaria para vencer esa deformación inicial y después aplicar un incremento para llevar a la columna a la deformación buscada para jale. En el sentido opuesto, es decir en el empuje, al retirar la fuerza que sostenía la columna en la deformación lateral de jale, ésta recuperaba prácticamente su posición inicial (esto implica que el efecto de excentricidad accidental de la carga axial causó una deformación permanente en el espécimen); en este punto solamente se requería una pequeña deformación adicional para llegar al límite buscado en el empuje, lo que ocasionó que la fuerza empleada fuera menor que en el jale.

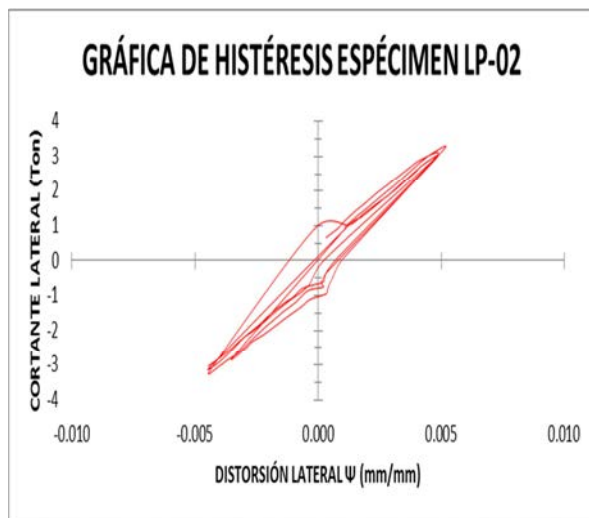
2. Los valores de distorsión lateral entre los ciclos de jale y empuje son ligeramente diferentes; para los máximos alcanzados en el jale se tienen distorsiones del orden de 0.03 y los máximos en el empuje están en 0.025. Despreciando el efecto de los valores de la carga lateral entre jale y empuje, explicada en el punto anterior, se puede ver que el espécimen fue capaz de mostrar valores de distorsión lateral más allá del límite fijado en la suposición de análisis (marcado en 0.006). Podría suponerse que el tipo de estructura pudiera ser diseñado bajo hipótesis de deformaciones laterales permisibles más altas que los valores fijados actualmente por las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal.
3. Se observa una curva de la gráfica de histéresis que está trazada en el cuadrante inferior derecho (ver figura 5.4). Para este trazo se atribuye tal efecto al momento de la falla del espécimen; durante la realización de los ciclos en la repetición de 34 mm se interrumpió abruptamente la aplicación de la carga axial y lateral al perder el espécimen su capacidad portadora; no fue posible completar los 4 ciclos completos de esta repetición. Entonces ese trazo corresponde al momento exacto de la falla en el espécimen.

### **5.2.1. CONCLUSIONES ESPÉCIMEN LP-01.**

Los resultados obtenidos en el ensaye no fueron los esperados. Debido a la excentricidad inicial explicada previamente y al comportamiento errático desarrollado durante todo el proceso, el ensaye no se consideró representativo y se desechó. Los valores de los sensores no fueron tomados en cuenta debido a su enorme dispersión y poca exactitud.

### 5.3 ESPÉCIMEN LP-02.

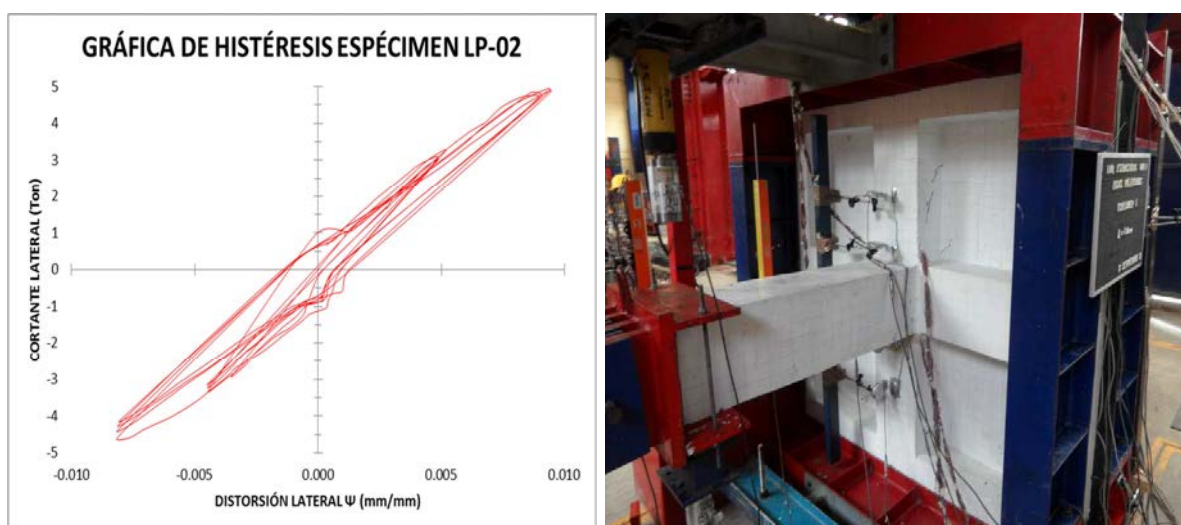
Para el ensaye del espécimen LP-02 fue posible completar el historial de desplazamientos preestablecidos (4, 8, 12, 16, 20, 25, 32 y 38 mm). Se observó durante la ejecución de toda la prueba una evolución favorable en cuanto a capacidad de carga, propagación de grietas, límites de distorsión lateral y punto de falla alcanzado. Se comenta a continuación la evolución de las primeras tres repeticiones (4, 8 y 12 mm) y se muestra la gráfica final alcanzada en la repetición de 38 mm.



**Figura 5.5.** Gráfica de histéresis ensaye LP-02, desplazamiento 4 mm.

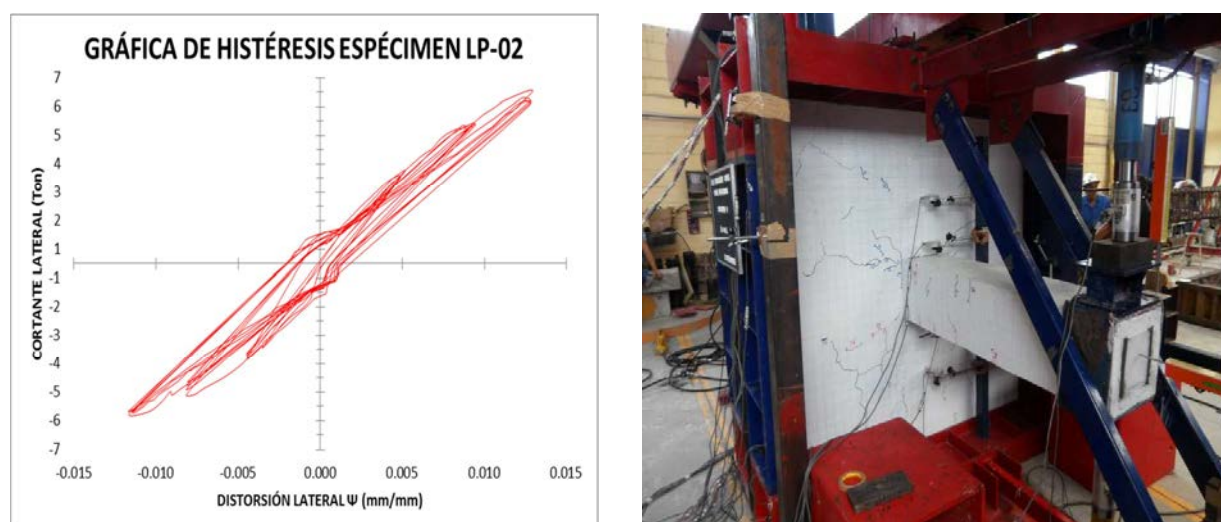
Para el primer desplazamiento objetivo de 4 mm (figura 5.5) no se observaron grietas significativas. De hecho, no se presentaron grietas aun cuando la carga axial ya estaba presente en el elemento (el valor de la carga axial establecido para este espécimen fue de 35 ton y no se presentó excentricidad alguna como en el caso de la LP-01). Los valores de carga lateral aplicada y distorsión lateral alcanzada para jale y empuje fueron sensiblemente iguales; las cargas con un valor promedio de 3 ton y las distorsiones laterales con un valor promedio de 0.005.

Una corrección aplicada en todos los casos a fuerza lateral de “empuje” fue sumar una cantidad de 0.4 ton a los valores directamente registrados por los sensores. Ésta adición trató de contrarrestar el efecto del peso propio de la columna y del peso de los dispositivos del marco de carga, que debían ser soportados por los gatos hidráulicos en el efecto de carga lateral de “empuje”; dicha situación no se presentó en la aplicación de la carga lateral de “jale” por lo que no fue requerido un ajuste a esos valores.



**Figura 5.6.** Gráfica de histéresis ensayo LP-02, desplazamiento 8 mm.

Para el segundo desplazamiento objetivo de 8 mm (figura 5.6) se observaron pequeñas grietas en la superficie de la losa y en los costados de columna y nervaduras; los tamaños máximos de grieta registrados fueron de 3 mm. Los valores de carga lateral aplicada y distorsión lateral alcanzada para jale y empuje fueron sensiblemente iguales; las cargas con un valor promedio de 4.5 ton y las distorsiones laterales con un valor promedio de 0.0085.



**Figura 5.7.** Gráfica de histéresis ensayo LP-02, desplazamiento 12 mm.

Para el tercer desplazamiento objetivo de 12 mm (figura 5.7) se observó la propagación de grietas en mayor cantidad sobre la cara superior de la losa (capa de compresión) y algunas pocas en los costados de columna y nervaduras; los tamaños máximos estuvieron entre los 3 y los 5 mm.



Los valores máximos para la carga lateral de jale fueron de 5.6 ton y de 5.2 ton para el empuje; la distorsión máxima de jale y empuje fue de 0.012.

Se observa en esta repetición que las distorsiones fueron sensiblemente parejas entre jale y empuje; sin embargo, se ve una tendencia de disparidad entre los valores máximo de carga lateral de jale contra empuje, siendo éstos últimos menores en magnitud a los primeros. La disparidad puede explicarse debido a que en la lectura de las cargas de empuje existieron algunos detalles de calibración en las celdas de carga que registraban los valores de fuerza lateral. Este efecto se observa en mayor medida para los desplazamientos objetivo más grandes, particularmente los de 32 y 38 mm. Se decidió no ajustar los valores con algún factor de corrección para no ingresar más incertidumbre al proceso de interpretación de datos y por el hecho de que la disparidad no se presentó en todos los casos ni en todas las repeticiones.

### 5.3.1. REPETICIÓN FINAL ESPÉCIMEN LP-02.

Se había definido que la falla del espécimen sería establecida por una pérdida en la capacidad de carga del 20% con respecto al máximo registrado (Ghali, 2006). Sin embargo, cuando se efectuó la repetición de 38 mm se llegó al punto máximo de utilidad para los dispositivos de carga lateral (en especial para los pistones de los gatos hidráulicos, puesto que las carreras de los émbolos habían llegado al límite). Por lo anterior, se fijó como última repetición el desplazamiento objetivo de 38 mm, a pesar de solo haber alcanzado una degradación de carga de apenas el 15%. Se resumen en la tabla 5.1 los valores de carga lateral y distorsión alcanzados para todas las repeticiones impuestas al espécimen LP-02.

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO (mm)	CARGA LATERAL (Ton)		DISTORSIÓN (mm/mm)	
	JALE	EMPUJE	JALE	EMPUJE
4	2.98	2.73	0.0048	0.0045
8	4.83	3.73	0.0940	0.0081
12	5.58	4.77	0.0128	0.0117
16	6.65	4.70	0.0151	0.0159
20	6.62	4.78	0.0213	0.0168
25	7.04	4.77	0.0331	0.0171
32	6.71	4.58	0.0415	0.0188
38	6.10	4.19	0.0444	0.0231

**Tabla 5.1.** Historia de carga y distorsión lateral espécimen LP-02.

De la tabla 5.1 puede observarse que existió una disparidad en los valores de carga y distorsión entre jale y empuje, particularmente para los desplazamientos objetivo mayores a 12 mm. Se cree que esta disparidad fue originada por:

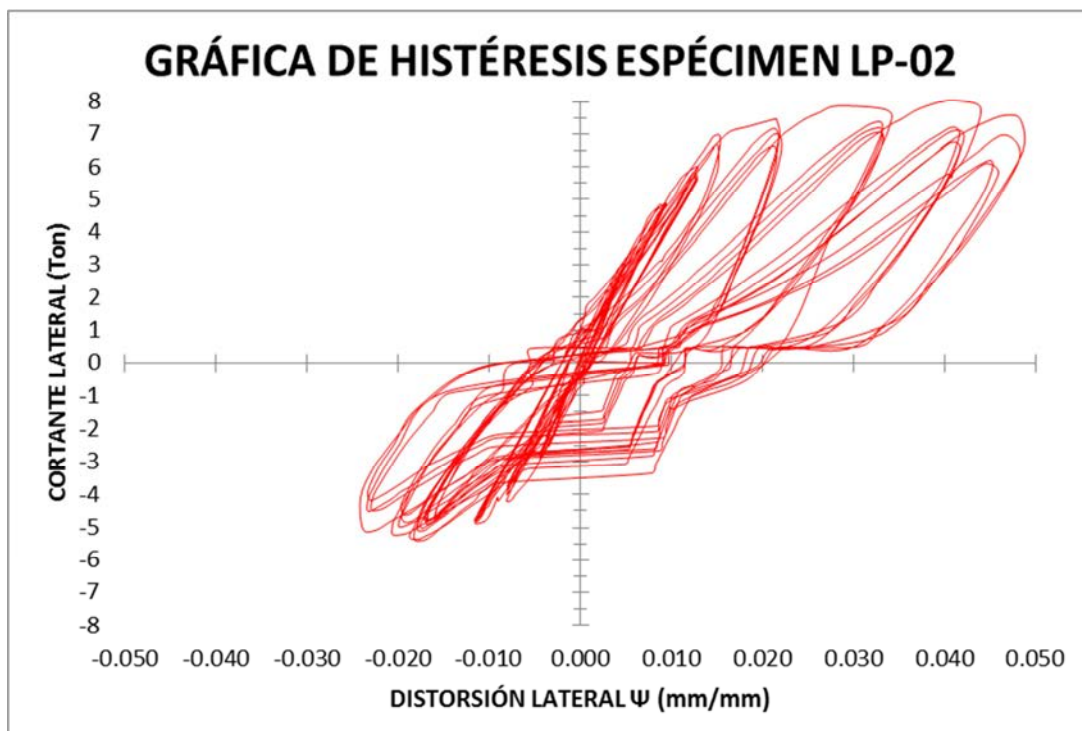
- Desajustes en la calibración de los sensores de carga y desplazamiento para los ciclos de empuje.
- Presencia del peso propio (del espécimen y los dispositivos de carga) puesto que para el empuje era necesario vencer éste y para el jale no.

- Magnitud desigual en la carga axial sostenida. Se observó una ligera tendencia de incremento de la fuerza axial durante los ciclos de empuje con respecto a los ciclos de jale; las diferencias existente fueron de alrededor del 5%.



**Figura 5.8.** Agrietamiento del espécimen LP-02, desplazamiento 38 mm.

A pesar de no haber alcanzado la degradación del 20% en la resistencia del espécimen se observó una propagación del agrietamiento bastante importante (ver figura 5.8), particularmente en la capa de compresión de la losa en donde las grietas se formaron numerosamente con tamaños máximos de hasta 3 mm. Por otro lado, las grietas presentes en el nudo losa-columna mostraron visiblemente un daño debido a cortante por penetración, ya que se vio que las inclinaciones de las grietas presentaban ángulos de entre 30 y 45 grados, con respecto a los ejes de las nervaduras, propagándose desde el centro hacia los extremos; los tamaños alcanzados por las grietas máximas en esta zona fueron mayores a los 15 mm. Para este punto de daño, la mayoría de los sensores colocados en las barras de refuerzo y en la superficie de concreto (strain gauges) dejaron de marcar lectura. Esta fue una razón más para determinar el fin de la prueba.



**Figura 5.9.** Gráfica de histéresis ensaye LP-02, desplazamiento 38 mm (final).

En la figura 5.9 se observa la gráfica de histéresis total del espécimen LP-02, de la cual se pueden hacer los siguientes comentarios:

1. Conforme se alcanzaron distorsiones mayores se observó que el área trazada por las curvas de histéresis se fue ensanchando, lo que indica la capacidad de la pieza para disipar energía a través de una incursión en el rango inelástico de comportamiento. En una estructura real, sujeta a solicitaciones sísmicas, se espera que se tenga la capacidad suficiente de disipación de energía por medio de deformación inelástica. Actualmente el Reglamento no reconoce que las estructuras con losas planas sean capaces de exhibir un comportamiento de tal naturaleza. Sin embargo, en ésta y otras pruebas (Arellano, 2013) se observó el comportamiento dúctil de elementos de losas planas postensadas.
2. No se observó una degradación significativa de la rigidez de la pieza, puesto que no se aprecia en la figura 5.9 una diferencia importante entre las inclinaciones de curvas de histéresis de las distorsiones pequeñas respecto de las finales. Lo anterior comprueba el buen comportamiento de la losa al incursionar en el rango inelástico, señalando una estabilidad importante en la conservación de rigidez.
3. Los valores de esfuerzo cortante resistido en el nudo del espécimen fueron mayores a los valores de diseño supuestos, ya que el esfuerzo cortante de diseño se fijó en  $23.27 \text{ kg/cm}^2$  (ver sección 2.3.3.) mientras que el valor calculado para las cargas máximas alcanzadas fue de  $34.62 \text{ kg/cm}^2$ .

El incremento sustancial en la capacidad a esfuerzo cortante se cree se debe a la acción de las fuerzas de presfuerzo presentes en las secciones transversales sometidas a corte; el efecto de la fuerza de presfuerzo tiende a contrarrestar en cierta medida la acción de la fuerza cortante en la sección trasversal. Actualmente las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal no suponen la acción de las fuerzas de presfuerzo en el diseño de la resistencia a cortante, por lo que se debería empezar a pensar en su efecto para diseño.

### **5.3.2. CONCLUSIONES ESPÉCIMEN LP-02.**

Del comportamiento experimental observado para el espécimen LP-02 se puede concluir lo siguiente:

1. El espécimen presentó, en términos generales, un comportamiento dúctil, más allá de lo que actualmente supone el Reglamento aplicable a su diseño.
2. Se tiene una estabilidad en la degradación de la rigidez para la pieza, aun incurriendo en desplazamientos laterales elevados. Por lo anterior, se puede suponer que este tipo de estructuras son capaces de deformarse bajo una sollicitación sísmica conservando su capacidad de carga (lo que se esperaría cuando se construye una estructura dual, en donde existe un sistema sismo resistente primario y las losas planas deben cargar los pesos de entrepiso a la par de deformarse con el sistema primario al ser requerido en un movimiento sísmico).
3. La pieza exhibe una capacidad de resistencia a cortante aun mayor que los valores que pueden calcularse actualmente con las ecuaciones del Reglamento. Se sugiere se estudie la posibilidad de modificar estas ecuaciones para predecir de manera más aproximada tal efecto.



## 5.4 ESPÉCIMEN LP-03.

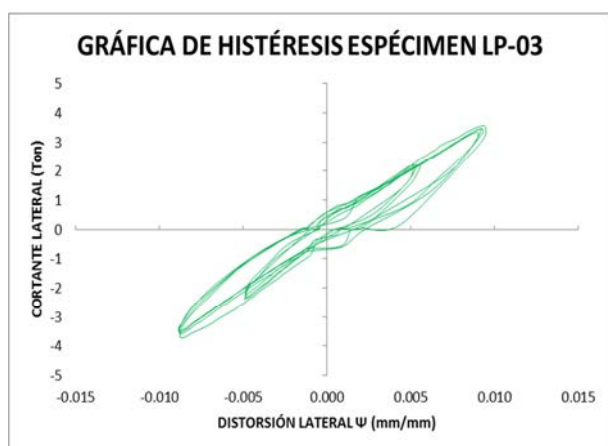
En el ensaye del espécimen LP-03, al igual que para el espécimen LP-02, fue posible completar el historial de desplazamientos preestablecidos (4, 8, 12, 16, 20, 25, 32 y 38 mm). Durante la ejecución de toda la prueba se observó una evolución favorable en cuanto a capacidad de carga, propagación de grietas, límites de distorsión lateral y punto de falla alcanzado. Se comenta a continuación la evolución de las primeras tres repeticiones (4, 8 y 12 mm) y se muestra la gráfica final alcanzada en la repetición de 38 mm.



**Figura 5.10.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 4 mm.

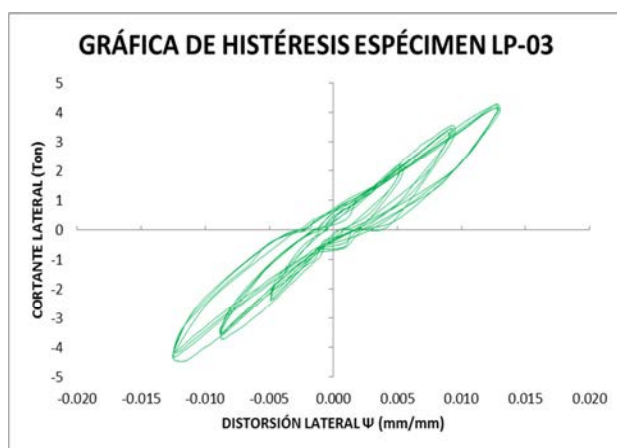
En el primer desplazamiento objetivo de 4 mm (figura 5.10) no se observaron grietas significativas, aun cuando la carga axial ya estaba presente en el elemento (el valor de la carga axial establecido para este espécimen fue de 35 ton). Los valores de carga lateral aplicada y distorsión lateral alcanzada para jale y empuje fueron sensiblemente iguales; las cargas con un valor promedio de 2.23 ton y las distorsiones laterales con un valor promedio de 0.0052.

Al igual que en el espécimen LP-02, se aplicó el efecto de corrección a todos los casos de la fuerza lateral de empuje para sumarle una cantidad de 0.4 ton a los valores directamente registrados por los sensores. Ésta adición trató de contrarrestar el efecto del peso propio de la columna y del peso de los dispositivos del marco de carga, que debían ser soportados por los gatos hidráulicos en el efecto de carga lateral de empuje; dicha situación no se presenta en la aplicación de la carga lateral de jale, por lo que no fue requerido un ajuste a esos valores.



**Figura 5.11.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 8 mm.

En el segundo desplazamiento objetivo de 8 mm (figura 5.11) se observaron grietas en la superficie de la capa de compresión; los tamaños máximos de grieta registrados fueron de 2 mm y las longitudes de propagación fueron de entre 30 y 50 cm. Los valores de carga lateral aplicada y distorsión lateral alcanzada para jale y empuje fueron sensiblemente iguales; las cargas con un valor promedio de 3.42 ton y las distorsiones laterales con un valor promedio de 0.0089.



**Figura 5.12.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 12 mm.

En el tercer desplazamiento objetivo de 12 mm (figura 5.12) se observó la propagación de grietas en los costados de columna y en las nervaduras; los tamaños máximos estuvieron entre los 3 y los 5 mm. Los valores máximos para la carga lateral de jale y empuje fueron sensiblemente parejos con un valor promedio de 4.07 ton; la distorsión máxima de jale y empuje fue de 0.012.

Para este espécimen, a diferencia de lo observado en el LP-02, la similitud entre los valores de carga y distorsión entre jale y empuje se conservó hasta la repetición de 20 mm; a partir de allí, el comportamiento exhibe una ligera disparidad, por los efectos que ya se explicaron en la sección anterior.

#### 5.4.1. REPETICIÓN FINAL ESPÉCIMEN LP-03.

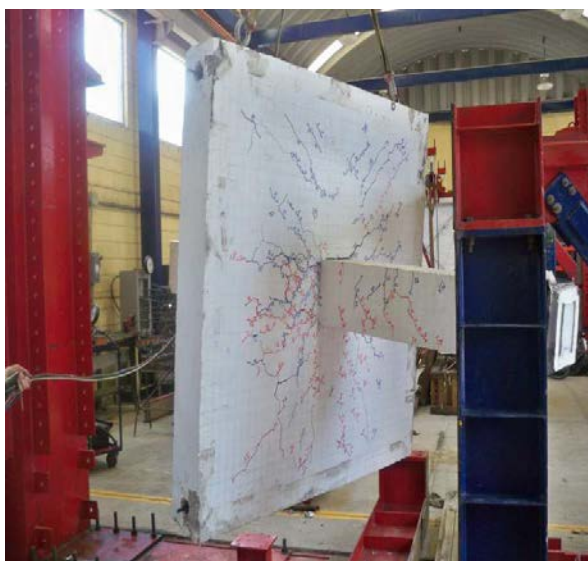
La falla del espécimen fue establecida con la presencia de una pérdida en la capacidad de carga del 20% con respecto al máximo registrado (Ghali, 2006); misma que se consiguió en la repetición de 38. Se resumen en la tabla 5.2 los valores de carga lateral y distorsión alcanzados para todas las repeticiones impuestas al espécimen LP-03.

DESPLAZAMIENTO OBJETIVO (mm)	CARGA LATERAL (Ton)		DISTORSIÓN (mm/mm)	
	JALE	EMPUJE	JALE	EMPUJE
4	2.21	2.25	0.0054	0.0049
8	3.34	3.49	0.0089	0.0088
12	4.02	4.11	0.0128	0.0124
16	4.55	4.23	0.0169	0.0162
20	4.85	4.64	0.0201	0.0194
25	4.76	4.43	0.0240	0.0220
32	4.91	4.27	0.0303	0.0271
38	3.95	3.15	0.0321	0.0296

**Tabla 5.2.** Historia de carga y distorsión lateral espécimen LP-03.

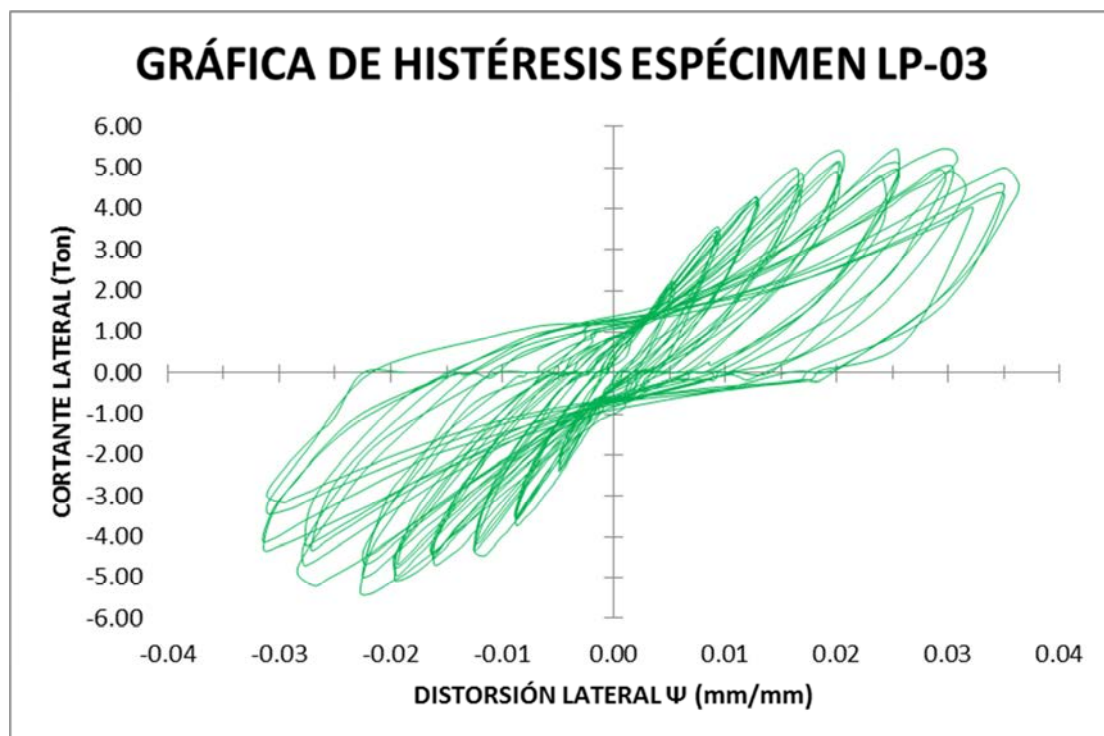
De la tabla 5.2 puede verse que existió una disparidad en los valores de carga y distorsión entre jale y empuje, particularmente para los desplazamientos objetivo mayores a 20 mm. Se cree que esta disparidad fue originada por:

- Presencia del peso propio (del espécimen y los dispositivos de carga) puesto que para el empuje era necesario vencer éste, en el jale no.
- Magnitud desigual en la carga axial sostenida debido a que se observó una ligera tendencia de incremento de la fuerza axial durante los ciclos de empuje con respecto a los ciclos de jale, las diferencias existente fueron de alrededor del 3%.



**Figura 5.13.** Agrietamiento del espécimen LP-03, desplazamiento 38 mm.

Se observó una propagación del agrietamiento bastante notoria (ver figura 5.13), particularmente en la capa de compresión de la losa, en donde las grietas se formaron numerosamente con tamaños máximos de hasta 3 mm. Por otro lado, las grietas presentes en el nudo losa-columna mostraron visiblemente un daño debido a cortante por penetración, ya que se vio que las inclinaciones de las grietas presentaban ángulos de entre 30 y 45 grados, con respecto a los ejes de las nervaduras, propagándose desde el centro hacia los extremos; los tamaños alcanzados por las grietas máximas en esta zona fueron mayores a los 10 mm. Para este punto de daño, la mayoría de los sensores colocados en las barras de refuerzo y en la superficie de concreto (strain gages) dejaron de marcar lectura.



**Figura 5.14.** Gráfica de histéresis ensaye LP-03, desplazamiento 38 mm (final).

En la figura 5.14 se observa la gráfica de histéresis total del espécimen LP-03; de la cual, se pueden hacer los siguientes comentarios:

1. Conforme se alcanzaron distorsiones mayores se observó que el área trazada por las curvas de histéresis se fue ensanchando, lo que indica la capacidad de la pieza para disipar energía a través de una incursión en el rango inelástico de comportamiento.
2. No se observó una degradación significativa de la rigidez de la pieza (comparada con la que alcanzan piezas de concreto reforzado), puesto que no se aprecia en la figura 5.14 una inclinación marcada entre las curvas de histéresis de las distorsiones pequeñas respecto de las finales. Lo anterior comprueba el buen



comportamiento de la losa al incursionar en el rango inelástico, señalando una estabilidad importante en conservación de rigidez.

#### **5.4.2. CONCLUSIONES ESPÉCIMEN LP-03.**

Del comportamiento experimental observado para el espécimen LP-03 se puede concluir lo siguiente:

1. El espécimen presentó, en términos generales, un comportamiento dúctil, más allá de lo que actualmente supone el Reglamento aplicable a su diseño. Se alcanzaron distorsiones laterales de hasta 0.03.
2. Se tiene una estabilidad en la degradación de la rigidez para la pieza, aun incursionando en desplazamientos laterales elevados; con lo anterior, se puede suponer que este tipo de estructuras son capaces de deformarse bajo una sollicitación sísmica conservando su capacidad de carga considerable.
3. La pieza exhibe una capacidad de resistencia a cortante aun mayor que los valores que pueden calcularse actualmente con las ecuaciones del reglamento, se sugiere se estudie la posibilidad de modificar estas ecuaciones para predecir de manera más aproximada tal efecto.
4. Se observó una pequeña diferencia en cuanto a la capacidad de soportar carga lateral y la propagación del daño entre los especímenes LP-02 y LP-03, ya que el espécimen LP-3 soportó una carga lateral un poco menor y el daño visible fue mayor, en comparación con el espécimen LP-02. Lo anterior se debe a la diferencia en la cuantía de refuerzo transversal, ya que mientras los estribos del LP-02 fueron separados a distancia de 10 cm, los del espécimen LP-03 estuvieron dispuestos a 18 cm.

## **CAPITULO 6**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

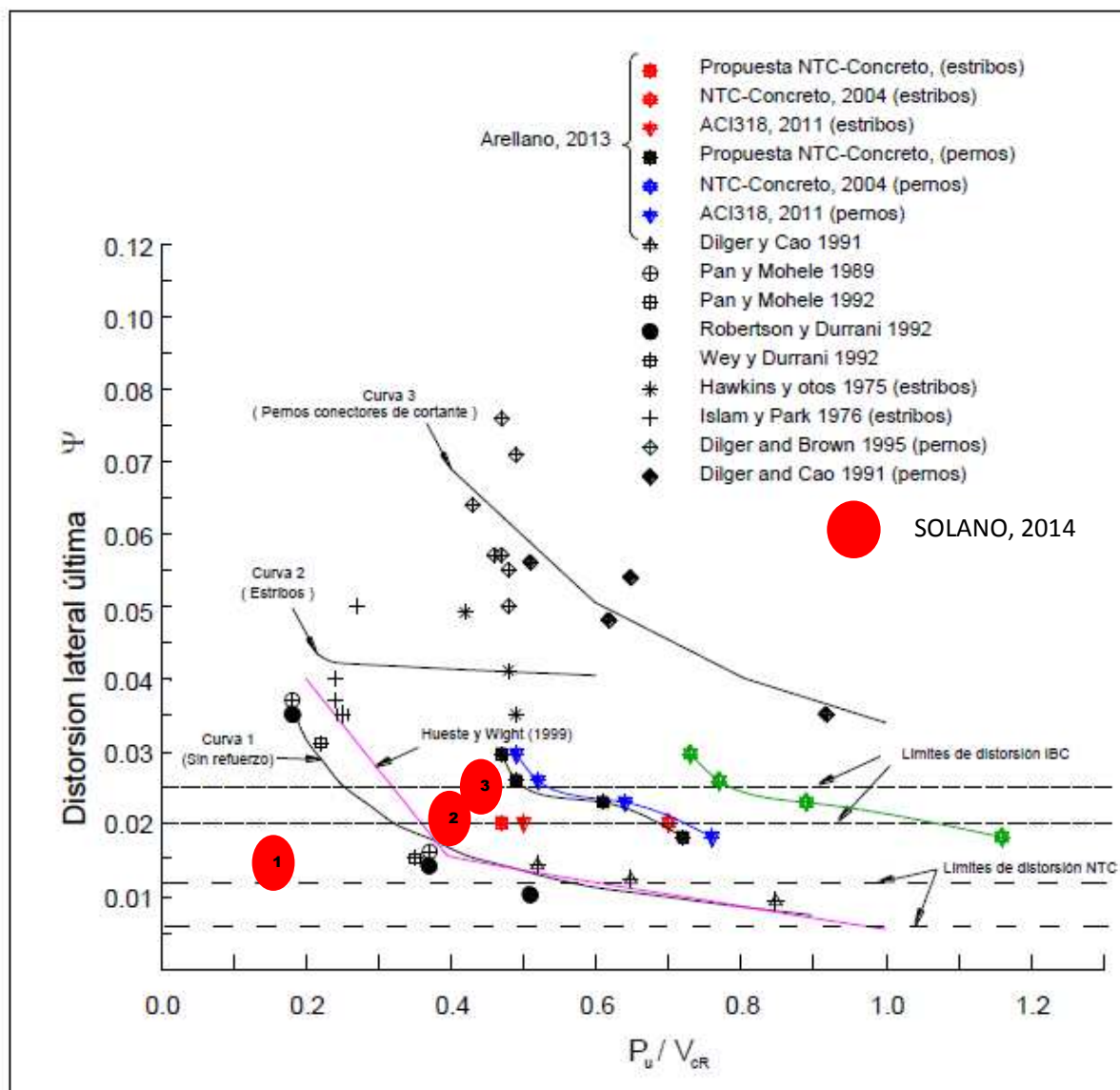
#### **6.1 CONCLUSIONES.**

Actualmente, el empleo de losas planas postensadas es bajo, principalmente en edificaciones de varios niveles. Lo anterior se debe al hecho de que las limitantes marcadas en el Reglamento para el diseño de estos sistemas son muy severas, ocasionando que su empleo se vuelva antieconómico. La razón anterior enfatiza la necesidad de estudiar más a fondo el comportamiento del sistema losa plana columna para que, utilizando lo aprendido de investigaciones experimentales y analíticas, sea posible sacar de esa casilla “antieconómica” a este método estructural.

En esta investigación experimental y en investigaciones previas (Arellano, 2010) se estudió el comportamiento del sistema losa plana postensada aligerada –columna, para determinar el comportamiento que éste es capaz de desarrollar ante cargas gravitacionales y sísmicas. De lo observado en la investigación experimental descrita en la presente tesis, se hacen las siguientes conclusiones:

1. Los especímenes ensayados (representativos del sistema losa plana aligerada-columna) presentaron, en términos generales, un comportamiento dúctil, más allá de lo que actualmente supone el Reglamento aplicable a su diseño, el cual fija para las distorsiones laterales un valor de 0.006. Se registraron distorsiones laterales de entre 0.025 y 0.030 cercanos a la falla, lo que permite suponer que estos sistemas pudieran ser diseñados bajo límites de distorsión lateral más allá de ese valor de 0.006. Sin embargo, es importante mencionar que el concepto de estructura dual debe seguirse aplicando, por lo que la construcción de las losas planas implicará la implementación de un sistema sismo resistente primario que sea capaz de soportar la totalidad de las cargas laterales de sismo, dejando a los entrepisos de losa plana la función de soportar la carga gravitacional a la par de desplazarse junto con el sistema primario durante la ocurrencia de un sismo.
2. Los especímenes presentaron una estabilidad en la degradación de la rigidez, aun incursionando en distorsiones laterales elevadas. Con lo anterior, se puede suponer que este tipo de estructuras son capaces de deformarse bajo una sollicitación sísmica conservando su capacidad de carga. Es importante mencionar que la conservación de la rigidez lateral se debió en buena medida, a que se limitó al sistema a valores de esfuerzo cortante actuante menores al 50% de su capacidad resistente bajo carga axial exclusivamente; es decir, ( $V_u/V_R < 0.5$ ).

Se aconseja que el dimensionamiento del sistema garantice esa relación, puesto que se observó en la literatura consultada (ACI-ASCE Committee 421.2R-07, 2007) que al manejarlo así se garantiza una elevada capacidad de distorsión y una buena conservación de rigidez. Si se permitieran valores de  $V_u/V_R > 0.5$  se tendrían reducciones a la capacidad de deformación lateral significativas, como puede verse en la figura 6.1, en donde se plasman los valores obtenidos en la presente tesis y que son congruentes con los registros marcado para otras investigaciones.



**Figura 6.1.** Gráfica comparativa entre los resultados de la tesis y los resultados publicados en el ACI-ASCE Committee 421.2R-07, 2007.

3. Los valores de esfuerzo cortante resistido fueron mayores a los valores de diseño supuestos. El incremento sustancial en la capacidad de resistir el esfuerzo cortante se cree se debe a la acción de las fuerzas de presfuerzo presentes en las secciones transversales sometidas a corte; el efecto de la fuerza de presfuerzo tiende a contrarrestar en cierta medida la acción de la fuerza cortante en la sección. Actualmente las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal no toman en cuenta la acción de las fuerzas de presfuerzo en el diseño de la resistencia a cortante, por lo que se debería empezar a pensar en su efecto para diseño.

## 6.2 RECOMENDACIONES.

De lo descrito en la presente tesis se hacen las siguientes recomendaciones y comprobaciones:

- 1.- Tener siempre en cuenta la concepción de un sistema dual. Se deberá contar con un elemento sismo resistente primario diseñado de manera apropiada para las cargas laterales y garantizar que los entrepisos de losa plana son adecuados para soportar las cargas gravitacionales a la par de deformarse junto con el elemento resistente a sismo. Se sugiere añadir al reglamento el hecho de que una estructura creada bajo esta premisa es capaz de ser diseñada para ductilidad alta o por lo menos media.
- 2.- Dimensionar adecuadamente el sistema de losa plana columna. Se recomienda no exceder usar una relación de fuerza cortante actuante entre fuerza cortante resistente menor a 0.5 ( $V_u/V_R < 0.5$ ). Con ello se podrán tener distorsiones elevadas a la par de conservar una resistencia adecuada.
- 3.- Se comprueba la necesidad de hacer ajustes a las ecuaciones del Reglamento. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto no se toma en cuenta la influencia de la fuerza de postensado en las fórmulas para el cálculo de la resistencia a cortante. Se sugiere tomar en cuenta dicha contribución.
- 4.- Estudios futuros. El sistema de losas planas puede concebirse bajo innumerables variantes, por lo que será objeto de muchos estudios que nos permitan entender su amplitud. Quizás uno de los temas que pudieran trabajarse a futuro inmediato en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-Azcapotzalco es, en primer lugar, desarrollar modelos analíticos de los especímenes de losas planas postensadas aligeradas que hasta el momento se han ensayado y, en segundo, realizar ensayos en losas planas postensadas macizas o con zonas macizas más amplias para comparar las diferencias entre el sistema aligerado y el sistema lleno.



## REFERENCIAS.

1. ACI Committee 318, 2011, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (318S-11)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. USA. 2011.
2. ACI-ASCE Committee 421.2R-10, 2010, "Seismic design of punching shear reinforcement in slab-column connections", Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. USA. 2011.
3. ACI-ASCE Committee 421.2R-07, 2007, "Seismic design of punching shear reinforcement in slab-column connections", Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. USA. 2011.
4. Arellano Méndez, E., 2010, "Cortante por penetración y transferencia de momentos en losas postensadas encasetonadas", Reporte Septiembre 2010, Departamento de Materiales, Área de estructuras, Universidad Autónoma metropolitana Azcapotzalco, México Distrito Federal.
5. Arellano Méndez, E., 2011, "Cortante por penetración y transferencia de momentos en losas postensadas encasetonadas", Reporte Enero 2011, Departamento de Materiales, Área de estructuras, Universidad Autónoma metropolitana Azcapotzalco, México Distrito Federal.
6. Arellano M.E., González Cuevas O.M., (2012) "Estudio experimental de conexiones columna-losa postensada aligerada", Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo, (ISSN:2007-3011, LATIN INDEX). México, D.F. Vol 3 No. 2. Pp 34-61, [http://www.imcyc.com/ccid/pdf/ene-jun12\\_3.pdf](http://www.imcyc.com/ccid/pdf/ene-jun12_3.pdf).
7. Arellano M.E., "Diseño sísmico de la conexión columna-losa postensada aligerada" tesis de Doctorado, Departamento de materiales, Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
8. ASCE 7-10, 2010, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, Va.
9. Ferguson, P. M., and Zuheir, Y. A., 1963, "Accuracy of Models Used in Research on Reinforced Concrete". ACI Structural Journal.
10. Hawkins, N.M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," PCI Journal, V. 26, No 1, Jan., pp 94-117.
11. Ghali, A., 2006, "Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slabs", ACI Structural, Journal, septiembre-octubre, pp 710-719.
12. Kang. T.H.K., 2004, "Shake table tests and analytical studies of reinforced concrete flat plate frames and post-tensioned flat plate frames.", PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, Calif.

13. Kang, T.H.K., 2007, "Post-tensioned slab-column connections: Drift capacity at punching of connections subjected to lateral loading", *Concrete International*, No. 58, pp 70-77.
14. Lin, T. Y., 1963, "Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures", *ACI Structural Journal*, pp 719-742.
15. Loera Pizarro, S., y Ávila Rodríguez, J. A., 2000, "Ancho equivalente de losas planas con capiteles y ábacos ante fuerzas laterales". Instituto de ingeniería UNAM. Julio 2000.
16. Loera Pizarro, S., y Ávila Rodríguez, J. A., 2000, "Análisis bajo carga vertical de losas planas con capiteles y ábacos". Instituto de ingeniería UNAM. Julio 2000.
17. Megally, S., and Ghali, A., 1994, "Design Considerations for Slab-Column Connections in Seismic Zones," *ACI Structural Journal*, V.91, No 3, May-June, pp. 303-314.
18. Megally, S., and Ghali, A., 2005, "Punching Shear Design of Seismic-Resistant Slab Column Connections," *ACI Structural Journal*, V.97, No 5, Sept.-Oct., pp. 720-730.
19. Naaman, A.E., 2004, "Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals", Segunda edición, Editorial MC Graw Hill, Michigan USA.
20. Nielson, A. H., 1999, "Diseño de estructuras de concreto", duodécima edición, Editorial Mc Graw Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
21. "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", (2004), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de Octubre de 2004.
22. "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", (2004), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de Octubre de 2004.
23. Pan, A. D., and Moehle, J.P., 1992, "Experimental Study of Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V.89, No 6, Nov.-Dec., pp. 626-638.
24. Robertson, I.N., and Durrani, A.J., 1992, "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 89, No 1, Jan.-Feb., pp. 37-45.

## APÉNDICE A

### PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO.

#### A.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN $f'_c$ .

Este ensaye cubre la determinación de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) en una serie de probetas cilíndricas, tomadas como muestra representativa del concreto utilizado en la fabricación de los especímenes ensayados. Para cada uno de los tres especímenes de la investigación se obtuvieron 4 cilindros; es decir, un total de 12 cilindros ensayados para determinar la resistencia a la compresión.

En cada una de las probetas cilíndricas se realizó una preparación previa al ensayo y maniobras durante el ensayo, con el fin de garantizar la fiabilidad de los resultados. El procedimiento se explica a continuación:

##### 1. Elaboración y cuidado de los cilindros de concreto.

La elaboración de las probetas cilíndricas se efectuó de muestras del concreto con el que se fabricaron los especímenes; todas las zonas representativas de cada espécimen fueron consideradas al momento de la extracción de las probetas; de tal manera, que de los 4 cilindros por probeta: 1 fue tomado de la zona de la columna inferior, 2 fueron tomados de la zona de la losa y 1 más obtenido de la zona de la columna superior. Para la elaboración de dichas probetas se siguió el procedimiento mostrado a continuación:

- ✓ El concreto utilizado tenía los mismos niveles de asentamiento, contenido de aire y porcentaje de agregado que el concreto del espécimen al cual representaba, ya que fue obtenido al momento de la ejecución del colado general.
- ✓ Los cilindros fueron fraguados en posición vertical.
- ✓ Su tamaño fue de una altura igual a dos veces el diámetro (15 cm de diámetro por 30 cm de altura), según la norma ASTM C39; la cual, plantea los lineamientos para la correcta ejecución de este tipo de ensayos.
- ✓ Las probetas fueron elaboradas sobre una superficie rígida y nivelada y en un lugar lo más cercano posible al lugar de asentamiento; fueron compactadas por apisamiento y enrasadas con una regla plana para evitar exceso de concreto.
- ✓ Posteriormente las probetas fueron marcadas con la nomenclatura utilizada en el ensaye para su identificación. Cada uno de los 4 cilindros por espécimen fue identificado con la nomenclatura de C-1 a C-4 (ver tabla A.1.).

- ✓ A fin de evitar la pérdida de humedad las probetas fueron curadas por medio de colocación en tanque con agua por un periodo de 28 días. Luego los cilindros fueron retirados del tanque con agua y colocados a la intemperie (de la misma forma que el espécimen que representaban). Con lo anterior se buscó que los cilindros tuvieran las mismas condiciones de exposición que su correspondiente espécimen.
- ✓ Se tomaron los pesos y medidas de cada probeta, registrándose los valores correspondientes (ver tabla A.1.).
- ✓ Una vez hecho todo lo anterior se aplicó un cabeceo a los cilindros con azufre, fundiéndolo a  $140 \pm 10^\circ\text{C}$ ; el plato y los dispositivos para el cabeceo se lubricaron previamente. Se colocó en el plato para cabeceo la cantidad suficiente para dicho procedimiento y procedió al cabeceo del cilindro.

## 2. Ensayo para determinar la resistencia a compresión $f'_c$ .

La primera parte del ensayo consistió en la aplicación de una carga axial a los cilindros, a una velocidad constante y dentro del rango prescrito por norma para que ocurriera la falla. La resistencia a compresión máxima se calculó dividiendo la carga máxima alcanzada entre el área de la sección transversal del cilindro. La máquina utilizada fue la maquina universal del laboratorio de estructuras; la cual, permitió una lectura digital de los datos y el cumplimiento de la norma aplicada en el ensayo. Para cada probeta ensayada bajo esta condición, se obtuvieron los siguientes valores de pesos y medidas que se muestra en la tabla A.1.

ESPÉCIMEN LP-01					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO	ALTURA	AREA
C-1	columna inferior	10.29	15.07	29.78	178.31
C-2	losa	9.80	14.92	30.05	174.89
C-3	losa	9.74	15.03	30.10	177.30
C-4	columna superior	9.78	15.48	29.98	188.08
ESPÉCIMEN LP-02					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO	ALTURA	AREA
C-1	columna inferior	9.75	15.05	29.68	177.89
C-2	losa	9.90	14.95	30.10	175.54
C-3	losa	8.83	14.92	30.02	174.83
C-4	columna superior	9.25	15.33	29.88	184.46
ESPÉCIMEN LP-03					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO	ALTURA	AREA
C-1	columna inferior	9.46	14.07	30.03	155.37
C-2	losa	10.15	14.92	30.23	174.83
C-3	losa	9.25	15.08	30.21	178.49
C-4	columna superior	9.96	15.24	29.84	182.49

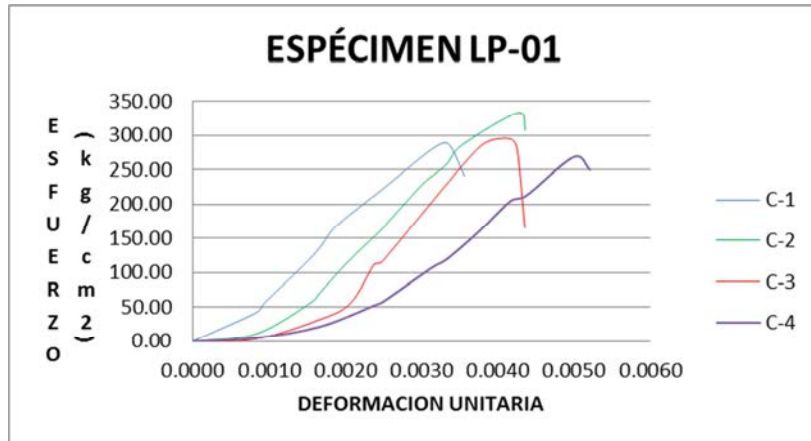
**Tabla A.1.** Pesos y medidas de cilindros ensayados para la determinación de la resistencia a la compresión.

### 3. Gráficas para determinar la resistencia a compresión $f'_c$ .

Para las probetas C-1 a C-4, de cada espécimen, se graficaron los valores de esfuerzo contra deformación unitaria; de las gráficas, se observaron los valores máximos de esfuerzo y se compararon contra los valores supuestos en diseño. Se muestran a continuación las tablas y gráficas correspondientes:

#### ESPECIMEN LP-01:

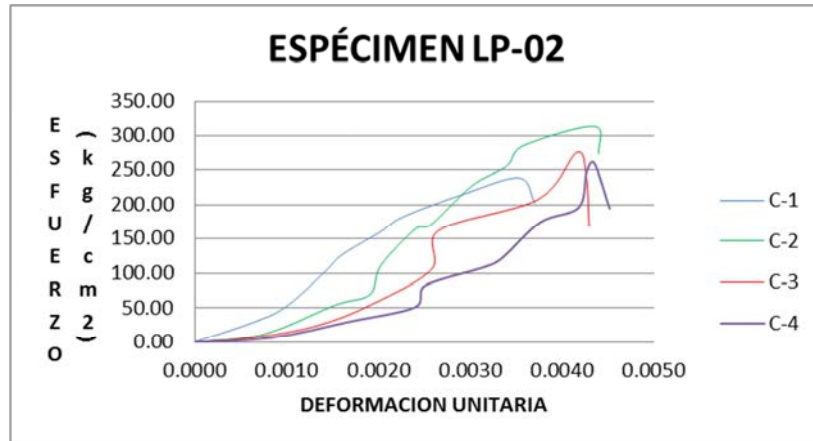
ESPECIMEN LP-01					
C-1	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	7550	0.25	0.03	42.34	0.0008
	10000	0.28	0.03	56.08	0.0009
	20000	0.44	0.04	112.17	0.0015
	24500	0.50	0.05	137.40	0.0017
	30000	0.56	0.06	168.25	0.0019
	40000	0.75	0.08	224.33	0.0025
	50000	0.94	0.09	280.41	0.0031
	51259.3	1.00	0.10	287.48	0.0034
	43000	1.06	0.11	241.15	0.0036
C-2	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	1875	0.25	0.03	10.72	0.0008
	10000	0.47	0.05	57.18	0.0016
	12200	0.50	0.05	69.76	0.0017
	20000	0.61	0.06	114.36	0.0020
	28750	0.75	0.08	164.39	0.0025
	30000	0.77	0.08	171.53	0.0025
	40000	0.91	0.09	228.71	0.0030
	45000	1.00	0.10	257.30	0.0033
	50000	1.06	0.11	285.89	0.0035
	58274	1.28	0.13	333.20	0.0043
	53750	1.31	0.13	307.33	0.0044
C-3	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	625	0.25	0.03	3.53	0.0008
	5625	0.50	0.05	31.73	0.0017
	10000	0.63	0.06	56.40	0.0021
	20000	0.72	0.07	112.80	0.0024
	20630	0.75	0.08	116.35	0.0025
	50000	1.13	0.11	282.00	0.0038
	52395.9	1.25	0.13	295.51	0.0042
	50000	1.28	0.13	282.00	0.0043
	29375	1.31	0.13	165.68	0.0044
C-4	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	937.5	0.25	0.03	4.98	0.0008
	4062.5	0.50	0.05	21.60	0.0017
	10000	0.72	0.07	53.17	0.0024
	10937.5	0.75	0.08	58.15	0.0025
	20000	0.94	0.09	106.34	0.0031
	22500	1.00	0.10	119.63	0.0033
	30000	1.13	0.11	159.50	0.0038
	38500	1.25	0.13	204.70	0.0042
	40000	1.31	0.13	212.67	0.0044
	50546.9	1.50	0.15	268.75	0.0050
	47000	1.56	0.16	249.89	0.0052



**Tabla A.2.** Resultados espécimen LP-01 determinación de la resistencia a la compresión.

**ESPÉCIMEN LP-02:**

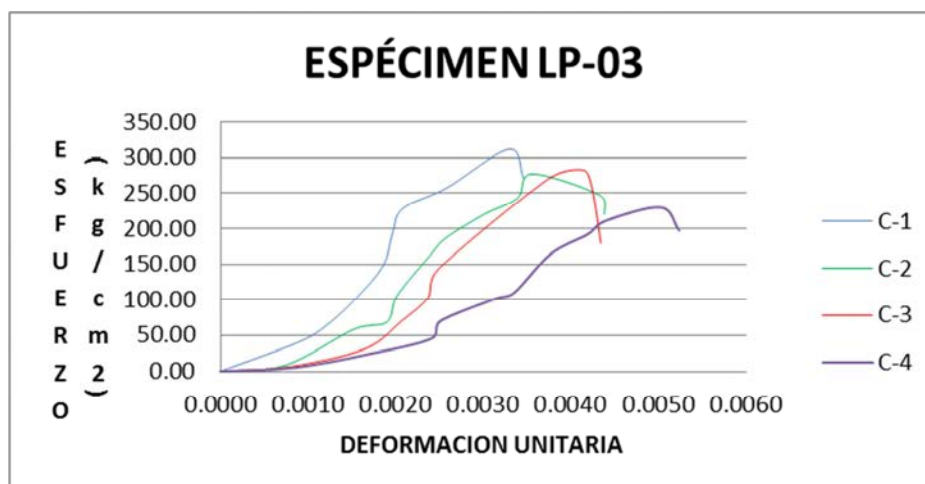
ESPECIMEN LP-02					
C-1	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	5500	0.20	0.02	30.92	0.0007
	9500	0.30	0.03	53.40	0.0010
	18500	0.43	0.04	103.99	0.0014
	22500	0.48	0.05	126.48	0.0016
	28500	0.60	0.06	160.21	0.0020
	32500	0.68	0.07	182.69	0.0023
	38500	0.88	0.09	216.42	0.0029
	42500	1.05	0.11	238.91	0.0035
	36000	1.10	0.11	202.37	0.0037
C-2	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	2000	0.23	0.02	11.39	0.0007
	9500	0.46	0.05	54.12	0.0015
	12200	0.58	0.06	69.50	0.0019
	19500	0.61	0.06	111.09	0.0020
	29000	0.73	0.07	165.21	0.0024
	30000	0.78	0.08	170.90	0.0026
	40000	0.91	0.09	227.87	0.0030
	45000	1.03	0.10	256.35	0.0034
	50000	1.08	0.11	284.84	0.0036
C-3	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	1250	0.20	0.02	7.15	0.0007
	4200	0.40	0.04	24.02	0.0013
	9500	0.58	0.06	54.34	0.0019
	18500	0.78	0.08	105.81	0.0026
	28500	0.80	0.08	163.01	0.0027
	36400	1.13	0.11	208.20	0.0037
	48200	1.25	0.13	275.69	0.0042
	42000	1.28	0.13	240.23	0.0043
	29375	1.29	0.13	168.02	0.0043
C-4	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	1200	0.25	0.03	6.51	0.0008
	5500	0.50	0.05	29.82	0.0017
	9500	0.72	0.07	51.50	0.0024
	15200	0.75	0.08	82.40	0.0025
	20000	0.94	0.09	108.43	0.0031
	22500	1.00	0.10	121.98	0.0033
	32200	1.13	0.11	174.57	0.0038
	36200	1.25	0.13	196.25	0.0042
	45500	1.28	0.13	246.67	0.0043



**Tabla A.3.** Resultados espécimen LP-02 determinación de la resistencia a la compresión.

**ESPÉCIMEN LP-03:**

ESPECIMEN LP-03					
C-1	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	6500	0.28	0.03	41.84	0.0009
	10500	0.38	0.04	67.58	0.0012
	16500	0.48	0.05	106.20	0.0016
	23200	0.56	0.06	149.32	0.0019
	30000	0.59	0.06	193.09	0.0020
	35500	0.63	0.06	228.49	0.0021
	40000	0.78	0.08	257.45	0.0026
	48500	0.99	0.10	312.16	0.0033
	42000	1.04	0.10	270.32	0.0035
C-2	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	1500	0.23	0.02	8.58	0.0007
	10200	0.46	0.05	58.34	0.0015
	12000	0.58	0.06	68.64	0.0019
	18500	0.61	0.06	105.81	0.0020
	28500	0.73	0.07	163.01	0.0024
	32500	0.78	0.08	185.89	0.0026
	38500	0.91	0.09	220.21	0.0030
	42500	1.03	0.10	243.09	0.0034
	48500	1.08	0.11	277.40	0.0036
	43200	1.31	0.13	247.09	0.0043
	38500	1.33	0.13	220.21	0.0044
C-3	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	1250	0.25	0.03	7.00	0.0008
	5625	0.50	0.05	31.52	0.0017
	12500	0.63	0.06	70.03	0.0021
	18500	0.72	0.07	103.65	0.0024
	25400	0.75	0.08	142.31	0.0025
	48200	1.13	0.11	270.05	0.0037
	50500	1.25	0.13	282.94	0.0041
	46200	1.28	0.13	258.84	0.0042
	32000	1.31	0.13	179.29	0.0043
C-4	carga (kg)	deformacion (mm)	deformacion (cm)	esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	deformacion unitaria
	0	0.00	0.00	0.00	0.0000
	920	0.25	0.03	5.04	0.0008
	4300	0.50	0.05	23.56	0.0017
	8300	0.72	0.07	45.48	0.0024
	12800	0.75	0.08	70.14	0.0025
	18500	0.94	0.09	101.38	0.0031
	20000	1.00	0.10	109.60	0.0034
	30000	1.13	0.11	164.40	0.0038
	35000	1.25	0.13	191.79	0.0042
	38500	1.31	0.13	210.97	0.0044
	42000	1.50	0.15	230.15	0.0050
	36000	1.56	0.16	197.27	0.0052



**Tabla A.4.** Resultados espécimen LP-03 determinación de la resistencia a la compresión.

Tomando en cuenta las condiciones del ensayo (edad de las probetas, estado seco del cilindro, entre otras) se puede considerar que la resistencia obtenida fue aceptable; la falla que presentaron las probetas fue de forma adecuada bajo norma, lo que indica que la carga en compresión fue bien aplicada y que las probetas fueron elaboradas de manera correcta. Se observa en la tabla A.5. el promedio de resistencias para las probetas.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN $f'_c$		
CLAVE	PROMEDIO DEL MÁXIMO VALOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	PROMEDIO GENERAL (Kg/cm <sup>2</sup> )
LP-01	296.23	281.311
LP-02	272.04	
LP-03	275.66	

**Tabla A.5.** Máximos de la prueba para determinar la resistencia a la compresión.

Por lo anterior se concluye que el concreto utilizado presentó condiciones comparables a las hipótesis utilizadas en el diseño de los especímenes, cuyo valor se tomó en 250 Kg/cm<sup>2</sup>.



## A.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD $E_c$ .

Este procedimiento se realizó para cuatro probetas por espécimen (un total de 12 cilindros); se efectuó el mismo procedimiento de elaboración y cuidado realizado para las probetas utilizadas en la determinación de la resistencia a la compresión. Para este grupo de cilindros, utilizados en la determinación del módulo de elasticidad ( $E_c$ ), se tomó la nomenclatura de C-5 a C-8 para la identificación de los cuatro cilindros por espécimen.

### 1. Ensayo para determinar $E_c$ .

La primera parte del ensayo consistió en la colocación de la probeta, junto con la instrumentación necesaria, en la maquina universal; posteriormente fue agregada carga a una velocidad constante y dentro del rango prescrito por norma (ASTM C39); se fue leyendo en un micrómetro las deformaciones de cada probeta en cada punto específico de carga.

Para cada probeta ensayada bajo esta condición se obtuvieron los siguientes valores de pesos y medidas que se muestra en la tabla A.6.

ESPÉCIMEN LP-01					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )
C-5	losa	10.26	15.08	15.00	178.66
C-6	losa	9.74	14.88	15.00	173.84
C-7	columna superior	10.13	15.16	15.00	180.45
C-8	columna inferior	9.55	14.88	15.00	173.84
ESPÉCIMEN LP-02					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )
C-5	losa	10.15	15.15	15.00	180.27
C-6	losa	9.25	15.05	15.00	177.89
C-7	columna superior	9.45	14.64	15.00	168.33
C-8	columna inferior	10.05	14.92	15.00	174.83
ESPÉCIMEN LP-03					
CLAVE	ZONA	PESO (kg)	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )
C-5	losa	9.75	14.67	15.00	169.02
C-6	losa	9.87	15.08	15.00	178.60
C-7	columna superior	10.17	14.77	15.00	171.34
C-8	columna inferior	9.99	15.13	15.00	179.79

**Tabla A.6.** Pesos y medidas de cilindros ensayados para la determinación del módulo de elasticidad.

### 2. Gráficas para determinar el módulo de elasticidad $E_c$ :

Para las probetas C-5 a C-8 de cada espécimen se graficaron los valores de esfuerzo contra deformación unitaria; de las gráficas, se calcularon los valores para el módulo de elasticidad  $E_c$ . Se muestran a continuación las tablas y gráficas correspondientes:

• ESPÉCIMEN LP-01

ESPÉCIMEN LP-01											
CILINDRO C-5						CILINDRO C-6					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.019	0.0019	0.0009	23.70	0.0001	4000	0.026	0.0026	0.0013	23.01	0.0001
7000	0.040	0.0040	0.0020	41.47	0.0001	7000	0.053	0.0053	0.0026	40.27	0.0002
10000	0.059	0.0059	0.0030	59.24	0.0002	10000	0.078	0.0078	0.0039	57.52	0.0003
12000	0.082	0.0082	0.0041	71.09	0.0003	12000	0.103	0.0103	0.0052	69.03	0.0003
14000	0.101	0.0101	0.0051	82.94	0.0003	14000	0.127	0.0127	0.0064	80.53	0.0004
16000	0.126	0.0126	0.0063	94.79	0.0004	16000	0.149	0.0149	0.0074	92.04	0.0005
18000	0.148	0.0148	0.0074	106.64	0.0005	18000	0.169	0.0169	0.0085	103.54	0.0006
20000	0.172	0.0172	0.0086	118.49	0.0006	20000	0.193	0.0193	0.0097	115.05	0.0006
22000	0.196	0.0196	0.0098	130.34	0.0007	22000	0.210	0.0210	0.0105	126.55	0.0007
24000	0.219	0.0219	0.0109	142.18	0.0007	24000	0.231	0.0231	0.0115	138.06	0.0008
26000	0.248	0.0248	0.0124	154.03	0.0008	26000	0.252	0.0252	0.0126	149.56	0.0008
28000	0.273	0.0273	0.0136	165.88	0.0009	28000	0.273	0.0273	0.0137	161.07	0.0009
30000	0.303	0.0303	0.0152	177.73	0.0010	30000	0.296	0.0296	0.0148	172.57	0.0010
32000	0.331	0.0331	0.0166	189.58	0.0011	32000	0.320	0.0320	0.0160	184.08	0.0011
34000	0.359	0.0359	0.0179	201.43	0.0012	34000	0.341	0.0341	0.0170	195.58	0.0011
36000	0.373	0.0373	0.0187	213.28	0.0012	36000	0.365	0.0365	0.0183	207.09	0.0012
38000	0.393	0.0393	0.0197	225.13	0.0013	38000	0.393	0.0393	0.0197	218.59	0.0013
40000	0.420	0.0420	0.0210	236.97	0.0014	40000	0.413	0.0413	0.0206	230.10	0.0014
CILINDRO C-7						CILINDRO C-8					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.019	0.0019	0.0009	22.17	0.0001	4000	0.021	0.0021	0.0010	23.01	0.0001
7000	0.040	0.0040	0.0020	38.79	0.0001	7000	0.045	0.0045	0.0022	40.27	0.0001
10000	0.059	0.0059	0.0030	55.42	0.0002	10000	0.066	0.0066	0.0033	57.52	0.0002
12000	0.082	0.0082	0.0041	66.50	0.0003	12000	0.092	0.0092	0.0046	69.03	0.0003
14000	0.101	0.0101	0.0051	77.59	0.0003	14000	0.113	0.0113	0.0057	80.53	0.0004
16000	0.126	0.0126	0.0063	88.67	0.0004	16000	0.141	0.0141	0.0071	92.04	0.0005
18000	0.148	0.0148	0.0074	99.75	0.0005	18000	0.166	0.0166	0.0083	103.54	0.0006
20000	0.172	0.0172	0.0086	110.84	0.0006	20000	0.193	0.0193	0.0096	115.05	0.0006
22000	0.196	0.0196	0.0098	121.92	0.0007	22000	0.220	0.0220	0.0110	126.55	0.0007
24000	0.219	0.0219	0.0109	133.00	0.0007	24000	0.245	0.0245	0.0122	138.06	0.0008
26000	0.248	0.0248	0.0124	144.09	0.0008	26000	0.278	0.0278	0.0139	149.56	0.0009
28000	0.273	0.0273	0.0136	155.17	0.0009	28000	0.305	0.0305	0.0153	161.07	0.0010
30000	0.303	0.0303	0.0152	166.26	0.0010	30000	0.340	0.0340	0.0170	172.57	0.0011
32000	0.331	0.0331	0.0166	177.34	0.0011	32000	0.371	0.0371	0.0186	184.08	0.0012
34000	0.359	0.0359	0.0179	188.42	0.0012	34000	0.402	0.0402	0.0201	195.58	0.0013
36000	0.373	0.0373	0.0187	199.51	0.0012	36000	0.418	0.0418	0.0209	207.09	0.0014
38000	0.393	0.0393	0.0197	210.59	0.0013	38000	0.441	0.0441	0.0220	218.59	0.0015
40000	0.420	0.0420	0.0210	221.67	0.0014	40000	0.470	0.0470	0.0235	230.10	0.0016

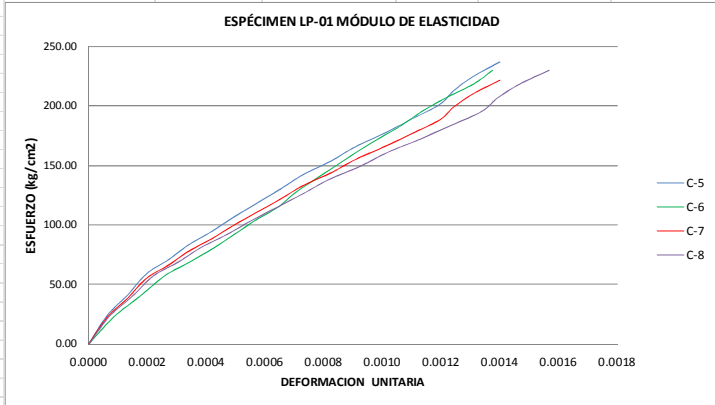


Tabla A.7. Resultados espécimen LP-01 determinación del módulo de elasticidad.

• ESPÉCIMEN LP-02:

ESPÉCIMEN LP-02											
CILINDRO C-5						CILINDRO C-6					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.033	0.0033	0.0017	22.64	0.0001	4000	0.020	0.0020	0.0010	22.19	0.0001
7000	0.060	0.0060	0.0030	39.61	0.0002	7000	0.039	0.0039	0.0019	38.83	0.0001
10000	0.087	0.0087	0.0043	56.59	0.0003	10000	0.057	0.0057	0.0029	55.47	0.0002
12000	0.113	0.0113	0.0057	67.91	0.0004	12000	0.081	0.0081	0.0041	66.57	0.0003
14000	0.133	0.0133	0.0067	79.22	0.0004	14000	0.100	0.0100	0.0050	77.66	0.0003
16000	0.153	0.0153	0.0077	90.54	0.0005	16000	0.129	0.0129	0.0065	88.76	0.0004
18000	0.173	0.0173	0.0087	101.86	0.0006	18000	0.145	0.0145	0.0073	99.85	0.0005
20000	0.200	0.0200	0.0100	113.18	0.0007	20000	0.167	0.0167	0.0083	110.95	0.0006
22000	0.220	0.0220	0.0110	124.49	0.0007	22000	0.193	0.0193	0.0097	122.04	0.0006
24000	0.233	0.0233	0.0117	135.81	0.0008	24000	0.217	0.0217	0.0109	133.14	0.0007
26000	0.253	0.0253	0.0127	147.13	0.0008	26000	0.239	0.0239	0.0119	144.23	0.0008
28000	0.280	0.0280	0.0140	158.45	0.0009	28000	0.265	0.0265	0.0133	155.33	0.0009
30000	0.300	0.0300	0.0150	169.77	0.0010	30000	0.287	0.0287	0.0143	166.42	0.0010
32000	0.327	0.0327	0.0163	181.08	0.0011	32000	0.307	0.0307	0.0153	177.51	0.0010
34000	0.347	0.0347	0.0173	192.40	0.0012	34000	0.327	0.0327	0.0163	188.61	0.0011
36000	0.367	0.0367	0.0183	203.72	0.0012	36000	0.357	0.0357	0.0179	199.70	0.0012
38000	0.400	0.0400	0.0200	215.04	0.0013	38000	0.372	0.0372	0.0186	210.80	0.0012
40000	0.420	0.0420	0.0210	226.35	0.0014	40000	0.389	0.0389	0.0195	221.89	0.0013
CILINDRO C-7						CILINDRO C-8					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.017	0.0017	0.0008	23.76	0.0001	4000	0.019	0.0019	0.0010	23.76	0.0001
7000	0.036	0.0036	0.0018	41.58	0.0001	7000	0.041	0.0041	0.0021	41.58	0.0001
10000	0.053	0.0053	0.0027	59.41	0.0002	10000	0.061	0.0061	0.0031	59.41	0.0002
12000	0.074	0.0074	0.0037	71.29	0.0002	12000	0.085	0.0085	0.0042	71.29	0.0003
14000	0.091	0.0091	0.0046	83.17	0.0003	14000	0.105	0.0105	0.0052	83.17	0.0003
16000	0.113	0.0113	0.0057	95.05	0.0004	16000	0.130	0.0130	0.0065	95.05	0.0004
18000	0.133	0.0133	0.0067	106.93	0.0004	18000	0.153	0.0153	0.0077	106.93	0.0005
20000	0.155	0.0155	0.0077	118.81	0.0005	20000	0.178	0.0178	0.0089	118.81	0.0006
22000	0.176	0.0176	0.0088	130.69	0.0006	22000	0.203	0.0203	0.0101	130.69	0.0007
24000	0.197	0.0197	0.0098	142.57	0.0007	24000	0.226	0.0226	0.0113	142.57	0.0008
26000	0.223	0.0223	0.0112	154.45	0.0007	26000	0.257	0.0257	0.0128	154.45	0.0009
28000	0.245	0.0245	0.0123	166.34	0.0008	28000	0.282	0.0282	0.0141	166.34	0.0009
30000	0.273	0.0273	0.0137	178.22	0.0009	30000	0.314	0.0314	0.0157	178.22	0.0010
32000	0.298	0.0298	0.0149	190.10	0.0010	32000	0.343	0.0343	0.0171	190.10	0.0011
34000	0.323	0.0323	0.0161	201.98	0.0011	34000	0.371	0.0371	0.0186	201.98	0.0012
36000	0.336	0.0336	0.0168	213.86	0.0011	36000	0.386	0.0386	0.0193	213.86	0.0013
38000	0.354	0.0354	0.0177	225.74	0.0012	38000	0.407	0.0407	0.0204	225.74	0.0014
40000	0.378	0.0378	0.0189	237.62	0.0013	40000	0.435	0.0435	0.0217	237.62	0.0014

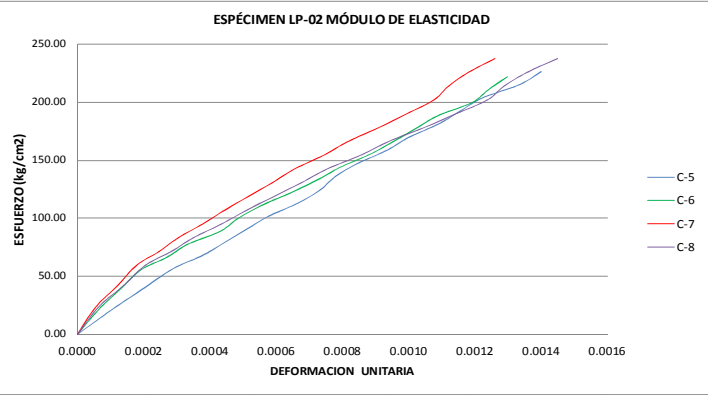


Tabla A.8. Resultados espécimen LP-02 determinación del módulo de elasticidad.

• ESPÉCIMEN LP-03:

ESPÉCIMEN LP-03											
CILINDRO C-5						CILINDRO C-6					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.020	0.0020	0.0010	22.40	0.0001	4000	0.024	0.0024	0.0012	23.67	0.0001
7000	0.047	0.0047	0.0023	39.19	0.0002	7000	0.043	0.0043	0.0021	41.41	0.0001
10000	0.073	0.0073	0.0037	55.99	0.0002	10000	0.064	0.0064	0.0032	59.16	0.0002
12000	0.100	0.0100	0.0050	67.19	0.0003	12000	0.092	0.0092	0.0046	71.00	0.0003
14000	0.123	0.0123	0.0061	78.39	0.0004	14000	0.103	0.0103	0.0051	82.83	0.0003
16000	0.144	0.0144	0.0072	89.58	0.0005	16000	0.127	0.0127	0.0063	94.66	0.0004
18000	0.167	0.0167	0.0083	100.78	0.0006	18000	0.147	0.0147	0.0073	106.49	0.0005
20000	0.187	0.0187	0.0093	111.98	0.0006	20000	0.176	0.0176	0.0088	118.33	0.0006
22000	0.207	0.0207	0.0103	123.18	0.0007	22000	0.197	0.0197	0.0099	130.16	0.0007
24000	0.224	0.0224	0.0112	134.38	0.0007	24000	0.224	0.0224	0.0112	141.99	0.0007
26000	0.247	0.0247	0.0123	145.57	0.0008	26000	0.244	0.0244	0.0122	153.82	0.0008
28000	0.268	0.0268	0.0134	156.77	0.0009	28000	0.273	0.0273	0.0137	165.66	0.0009
30000	0.291	0.0291	0.0145	167.97	0.0010	30000	0.292	0.0292	0.0146	177.49	0.0010
32000	0.313	0.0313	0.0157	179.17	0.0010	32000	0.327	0.0327	0.0163	189.32	0.0011
34000	0.335	0.0335	0.0167	190.36	0.0011	34000	0.347	0.0347	0.0173	201.15	0.0012
36000	0.359	0.0359	0.0179	201.56	0.0012	36000	0.364	0.0364	0.0182	212.99	0.0012
38000	0.384	0.0384	0.0192	212.76	0.0013	38000	0.388	0.0388	0.0194	224.82	0.0013
40000	0.393	0.0393	0.0197	223.96	0.0013	40000	0.411	0.0411	0.0205	236.65	0.0014
CILINDRO C-7						CILINDRO C-8					
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	DEFORMACIÓN/2 (cm)	ESFUERZO (Kg/cm²)	DEFORMACIÓN UNITARIA
0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
4000	0.018	0.0018	0.0009	23.35	0.0001	4000	0.019	0.0019	0.0009	23.35	0.0001
7000	0.038	0.0038	0.0019	40.86	0.0001	7000	0.040	0.0040	0.0020	40.86	0.0001
10000	0.056	0.0056	0.0028	58.36	0.0002	10000	0.059	0.0059	0.0029	58.36	0.0002
12000	0.077	0.0077	0.0039	70.04	0.0003	12000	0.081	0.0081	0.0041	70.04	0.0003
14000	0.096	0.0096	0.0048	81.71	0.0003	14000	0.101	0.0101	0.0050	81.71	0.0003
16000	0.119	0.0119	0.0060	93.38	0.0004	16000	0.125	0.0125	0.0063	93.38	0.0004
18000	0.140	0.0140	0.0070	105.06	0.0005	18000	0.147	0.0147	0.0073	105.06	0.0005
20000	0.163	0.0163	0.0081	116.73	0.0005	20000	0.171	0.0171	0.0085	116.73	0.0006
22000	0.185	0.0185	0.0093	128.40	0.0006	22000	0.194	0.0194	0.0097	128.40	0.0006
24000	0.207	0.0207	0.0103	140.07	0.0007	24000	0.217	0.0217	0.0108	140.07	0.0007
26000	0.234	0.0234	0.0117	151.75	0.0008	26000	0.246	0.0246	0.0123	151.75	0.0008
28000	0.258	0.0258	0.0129	163.42	0.0009	28000	0.271	0.0271	0.0135	163.42	0.0009
30000	0.287	0.0287	0.0143	175.09	0.0010	30000	0.301	0.0301	0.0150	175.09	0.0010
32000	0.313	0.0313	0.0157	186.77	0.0010	32000	0.329	0.0329	0.0164	186.77	0.0011
34000	0.339	0.0339	0.0169	198.44	0.0011	34000	0.356	0.0356	0.0178	198.44	0.0012
36000	0.353	0.0353	0.0176	210.11	0.0012	36000	0.370	0.0370	0.0185	210.11	0.0012
38000	0.372	0.0372	0.0186	221.79	0.0012	38000	0.390	0.0390	0.0195	221.79	0.0013
40000	0.397	0.0397	0.0198	233.46	0.0013	40000	0.417	0.0417	0.0208	233.46	0.0014

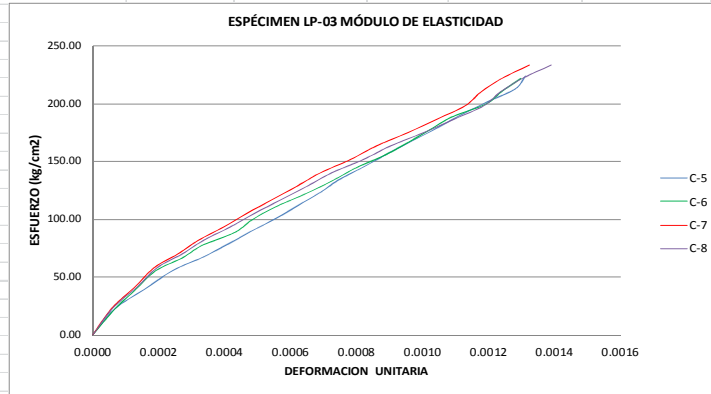


Tabla A.9. Resultados espécimen LP-03 determinación del módulo de elasticidad.

### 3. Cálculo del módulo de elasticidad $E_c$ :

El módulo de elasticidad se calculó bajo la siguiente ecuación:

$$E_c = \frac{0.4f'_c - f'_{c0.00005}}{\varepsilon_{0.4f'_c} - 0.00005}$$

Donde:

**$E_c$ :** Módulo de elasticidad.

**$0.4f'_c$ :** 40% del valor máximo del esfuerzo a la compresión del concreto.

**$\varepsilon_{0.4f'_c}$ :** Deformación unitaria correspondiente al 40% del máximo esfuerzo de compresión del concreto.

**$f'_{c0.00005}$ :** Esfuerzo de compresión en el concreto correspondiente a una deformación unitaria de 0.00005.

Después de graficados los valores ya antes presentados, se calcularon los módulos de elasticidad de todos los cilindros por espécimen. Los valores obtenidos se muestran en la tabla A.10.

MÓDULO DE ELASTICIDAD $E_c$		
CLAVE	PROMEDIO POR PROBETAS (Kg/cm <sup>2</sup> )	PROMEDIO GENERAL (Kg/cm <sup>2</sup> )
LP-01	222,761.87	227,642.736
LP-02	228,326.97	
LP-03	231,839.36	

**Tabla A.10.** Resultados generales del valor para el módulo de elasticidad.

Se comparó el valor de la tabla A.10. con el valor supuesto de diseño, se observa que es aceptable puesto que el valor de diseño fue fijado en  $14,000 \sqrt{f'_c} = 221,359 \text{ Kg/cm}^2$ ; entonces, se concluye que el módulo de elasticidad utilizado en diseño cubre de manera aceptable los valores observados en los concretos usados en la fabricación de los especímenes.

### A.3 MÓDULO DE RUPTURA $f_r$ .

Este procedimiento se realizó para cuatro vigas por espécimen, un total de 12 vigas ensayadas. Las vigas fueron identificadas con las claves V-1 a V-4 y tuvieron medidas estándar de 15x15x90 cm, según norma ASTM C78.

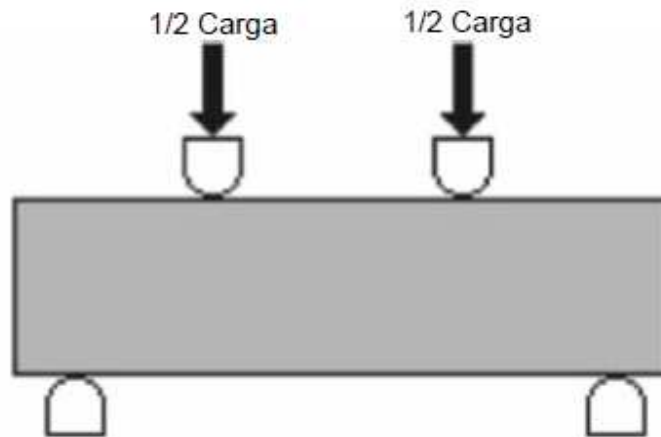
#### 1. Ensayo para determinar $f_r$ .

La primera parte del ensayo consistió en medir la sección transversal y la longitud calibrada de todas las probetas (longitud entre los puntos de aplicación de la carga a los tercios de la viga). Se tuvieron los datos mostrados en la tabla A.11.

ESPÉCIMEN LP-01				
CLAVE	AREA	LONGITUD CALIBRADA (cm)	ANCHO (cm)	PERALTE (cm)
V-1	217.5	45	14.5	15
V-2	225	44.5	15	15
V-3	210.25	43	14.5	14.5
V-4	225	44.5	15	15
ESPÉCIMEN LP-02				
CLAVE	AREA	LONGITUD CALIBRADA (cm)	ANCHO (cm)	PERALTE (cm)
V-1	225	45	15	15
V-2	210.25	45	14.5	14.5
V-3	217.5	44	14.5	15
V-4	217.5	45.5	14.5	15
ESPÉCIMEN LP-03				
CLAVE	AREA	LONGITUD CALIBRADA (cm)	ANCHO (cm)	PERALTE (cm)
V-1	210	45	14	15
V-2	224.75	45	15.5	14.5
V-3	225	44	15	15
V-4	225	45.5	15	15

**Tabla A.11.** Tabla de medidas para vigas ensayadas a módulo de ruptura.

La máquina utilizada para el ensaye fue la maquina universal del laboratorio de estructuras; la cual, permitió una lectura digital de los datos y el cumplimiento de la norma utilizada en el ensayo. Las vigas fueron colocadas dentro de la máquina de pruebas de manera cuidadosa y teniendo una protección de neopreno en los puntos en donde la carga fue aplicada según se muestra en la figura A.1.



**Figura A.1.** Cargas en los puntos medios.

2. Gráficas para determinar el módulo de ruptura  $f_r$ :

Para las vigas V-1 a V-4 de cada espécimen se graficaron los valores de esfuerzo contra deformación unitaria; de las gráficas, se calcularon los valores para el módulo de ruptura  $f_r$ . Se muestran a continuación las tablas y gráficas correspondientes:

• **ESPÉCIMEN LP-01:**

ESPECIMEN LP-01									
VIGA 1					VIGA 2				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
200.0	0.4375	0.0438	0.9195	0.0010	100.0	0.4375	0.0438	0.4444	0.0010
212.5	0.5000	0.0500	0.9770	0.0011	200.0	0.5000	0.0500	0.8889	0.0011
400.0	0.9380	0.0938	1.8391	0.0021	400.0	0.9380	0.0938	1.7778	0.0021
423.5	1.0000	0.1000	1.9471	0.0022	600.0	1.0000	0.1000	2.6667	0.0022
600.0	1.3750	0.1375	2.7586	0.0031	650.0	1.3750	0.1375	2.8889	0.0031
700.0	1.5000	0.1500	3.2184	0.0033	800.0	1.5000	0.1500	3.5556	0.0034
1000.0	1.9380	0.1938	4.5977	0.0043	950.0	1.9380	0.1938	4.2222	0.0044
1060.5	2.0000	0.2000	4.8759	0.0044	1000.0	2.0000	0.2000	4.4444	0.0045
1200.0	2.1230	0.2123	5.5172	0.0047	1200.0	2.1230	0.2123	5.3333	0.0048
1400.0	2.1870	0.2187	6.4368	0.0049	1400.0	2.1870	0.2187	6.2222	0.0049
1511.4	2.3170	0.2317	6.9490	0.0051	1699.0	2.3170	0.2317	7.5511	0.0052

VIGA 3					VIGA 4				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150.0	0.4852	0.0485	0.7134	0.0011	165.0	0.4609	0.0461	0.7333	0.0010
250.0	0.5523	0.0552	1.1891	0.0013	275.0	0.5247	0.0525	1.2222	0.0012
350.0	0.9838	0.0984	1.6647	0.0023	385.0	0.9346	0.0935	1.7111	0.0021
550.0	1.1500	0.1150	2.6159	0.0027	605.0	1.0925	0.1093	2.6889	0.0025
750.0	1.4230	0.1423	3.5672	0.0033	825.0	1.3519	0.1352	3.6667	0.0030
950.0	1.7245	0.1725	4.5184	0.0040	1045.0	1.6383	0.1638	4.6444	0.0037
1100.0	2.0550	0.2055	5.2319	0.0048	1210.0	1.9523	0.1952	5.3778	0.0044
1200.0	2.1552	0.2155	5.7075	0.0050	1320.0	2.0474	0.2047	5.8667	0.0046
1400.0	2.1985	0.2199	6.6587	0.0051	1540.0	2.0886	0.2089	6.8444	0.0047
1600.0	2.2223	0.2222	7.6100	0.0052	1760.0	2.1112	0.2111	7.8222	0.0047
1750.5	2.2556	0.2256	8.3258	0.0052	1925.6	2.1428	0.2143	8.5580	0.0048

ESPÉCIMEN LP-01 MÓDULO DE RUPTURA

**Tabla A.12.** Resultados espécimen LP-01 determinación del módulo de ruptura.

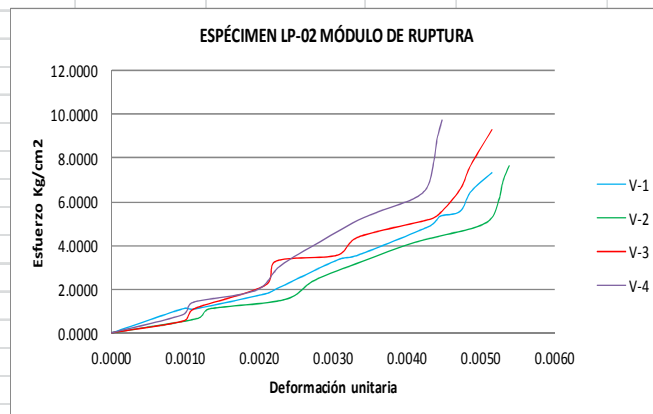


• ESPÉCIMEN LP-02:

ESPECIMEN LP-02									
VIGA V-1					VIGA V-2				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
250.0	0.4375	0.0438	1.1111	0.0010	142.5	0.5095	0.0509	0.6552	0.0012
245.0	0.5000	0.0500	1.0889	0.0011	237.5	0.5799	0.0580	1.0920	0.0013
402.4	0.9380	0.0938	1.7884	0.0021	332.5	1.0330	0.1033	1.5287	0.0023
450.0	1.0000	0.1000	2.0000	0.0022	522.5	1.2075	0.1208	2.4023	0.0027
750.0	1.3750	0.1375	3.3333	0.0031	712.5	1.4942	0.1494	3.2759	0.0034
800.0	1.5000	0.1500	3.5556	0.0033	902.5	1.8107	0.1811	4.1494	0.0041
1100.5	1.9380	0.1938	4.8911	0.0043	1045.0	2.1578	0.2158	4.8046	0.0049
1200.0	2.0000	0.2000	5.3333	0.0044	1140.0	2.2630	0.2263	5.2414	0.0051
1250.5	2.1230	0.2123	5.5578	0.0047	1330.0	2.3084	0.2308	6.1149	0.0052
1450.5	2.1870	0.2187	6.4467	0.0049	1520.0	2.3334	0.2333	6.9885	0.0053
1650.5	2.3170	0.2317	7.3356	0.0051	1663.0	2.3684	0.2368	7.6459	0.0054

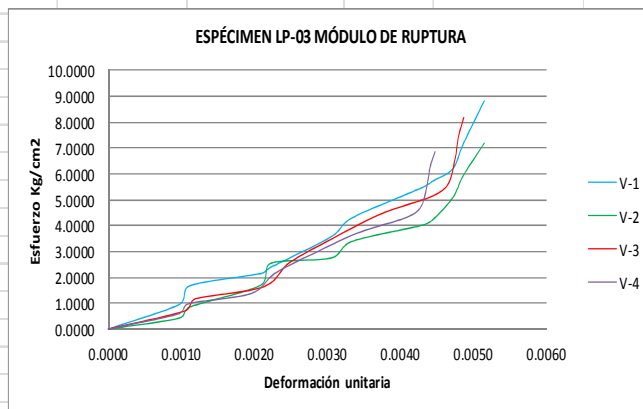
VIGA V-3					VIGA V-3				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
115.0	0.4375	0.0438	0.5470	0.0010	181.5	0.4379	0.0438	0.8345	0.0010
230.0	0.5000	0.0500	1.0939	0.0011	302.5	0.4985	0.0498	1.3908	0.0011
460.0	0.9380	0.0938	2.1879	0.0021	423.5	0.8879	0.0888	1.9471	0.0020
690.0	1.0000	0.1000	3.2818	0.0022	665.5	1.0379	0.1038	3.0598	0.0023
747.5	1.3750	0.1375	3.5553	0.0031	907.5	1.2843	0.1284	4.1724	0.0028
920.0	1.5000	0.1500	4.3757	0.0033	1149.5	1.5564	0.1556	5.2851	0.0034
1092.5	1.9380	0.1938	5.1962	0.0043	1331.0	1.8546	0.1855	6.1195	0.0041
1150.0	2.0000	0.2000	5.4697	0.0044	1452.0	1.9451	0.1945	6.6759	0.0043
1380.0	2.1230	0.2123	6.5636	0.0047	1694.0	1.9841	0.1984	7.7885	0.0044
1610.0	2.1870	0.2187	7.6576	0.0049	1936.0	2.0056	0.2006	8.9011	0.0044
1953.9	2.3170	0.2317	9.2930	0.0051	2118.1	2.0357	0.2036	9.7384	0.0045



**Tabla A.13.** Resultados espécimen LP-02 determinación del módulo de ruptura.

• ESPÉCIMEN LP-03:

ESPECIMEN LP-03									
VIGA V-1					VIGA V-2				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
200.0	0.4375	0.0438	0.9524	0.0010	95.0	0.4375	0.0438	0.4227	0.0010
350.0	0.5000	0.0500	1.6667	0.0011	190.0	0.5000	0.0500	0.8454	0.0011
450.0	0.9380	0.0938	2.1429	0.0021	380.0	0.9380	0.0938	1.6908	0.0021
500.0	1.0000	0.1000	2.3810	0.0022	570.0	1.0000	0.1000	2.5362	0.0022
750.0	1.3750	0.1375	3.5714	0.0031	617.5	1.3750	0.1375	2.7475	0.0031
900.0	1.5000	0.1500	4.2857	0.0033	760.0	1.5000	0.1500	3.3815	0.0033
1150.0	1.9380	0.1938	5.4762	0.0043	902.5	1.9380	0.1938	4.0156	0.0043
1200.0	2.0000	0.2000	5.7143	0.0044	950.0	2.0000	0.2000	4.2269	0.0044
1300.0	2.1230	0.2123	6.1905	0.0047	1140.0	2.1230	0.2123	5.0723	0.0047
1500.0	2.1870	0.2187	7.1429	0.0049	1330.0	2.1870	0.2187	5.9177	0.0049
1850.5	2.3170	0.2317	8.8119	0.0051	1614.1	2.3170	0.2317	7.1815	0.0051
VIGA V-3					VIGA V-4				
CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA	CARGA (Kg)	DEFORMACIÓN (mm)	DEFORMACIÓN (cm)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMACIÓN UNITARIA
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
157.5	0.4609	0.0461	0.7000	0.0010	132.0	0.4379	0.0438	0.5867	0.0010
262.5	0.5247	0.0525	1.1667	0.0012	220.0	0.4985	0.0498	0.9778	0.0011
367.5	0.9346	0.0935	1.6333	0.0021	308.0	0.8879	0.0888	1.3689	0.0020
577.5	1.0925	0.1093	2.5667	0.0025	484.0	1.0379	0.1038	2.1511	0.0023
787.5	1.3519	0.1352	3.5000	0.0031	660.0	1.2843	0.1284	2.9333	0.0028
997.5	1.6383	0.1638	4.4333	0.0037	836.0	1.5564	0.1556	3.7156	0.0034
1155.0	1.9523	0.1952	5.1333	0.0044	968.0	1.8546	0.1855	4.3022	0.0041
1260.0	2.0474	0.2047	5.6000	0.0047	1056.0	1.9451	0.1945	4.6933	0.0043
1470.0	2.0886	0.2089	6.5333	0.0047	1232.0	1.9841	0.1984	5.4756	0.0044
1680.0	2.1112	0.2111	7.4667	0.0048	1408.0	2.0056	0.2006	6.2578	0.0044
1838.0	2.1428	0.2143	8.1690	0.0049	1540.4	2.0357	0.2036	6.8464	0.0045



**Tabla A.14.** Resultados espécimen LP-03 determinación del módulo de ruptura.

### 3. Cálculo del módulo de ruptura $f_r$ :

El módulo de ruptura se calculó por medio de la siguiente ecuación:

$$f_r = \frac{P * L}{b * d^2}$$

Donde:

**P:** Carga máxima aplicada a la viga.

**L:** Longitud calibrada (entre puntos de aplicación de carga a los tercios de la viga)

**b:** Ancho de la sección transversal de la viga.

**d:** Peralte de la sección transversal de la viga.

Después de graficados los valores ya antes presentados, se calcularon los módulos de ruptura de todas las vigas de cada espécimen. Los valores promedio obtenidos se muestran en la tabla A.15.

CLAVE	MODULO DE RUPTURA $f_r$ Kg/cm <sup>2</sup>	PROMEDIO GENERAL Kg/cm <sup>2</sup>
LP-01	23.32	24.14
LP-02	25.70	
LP-03	23.41	

**Tabla A.15.** Resultados generales del valor para el módulo de ruptura.

Se comparó el valor de la tabla A.15. con el valor supuesto de diseño. Se observa que es aceptable, puesto que el valor de diseño fue fijado en  $1.5 \sqrt{f_c} = 23.72 \text{ Kg/cm}^2$ . Se concluye que el módulo de elasticidad utilizado en diseño cubre de manera aceptable los valores observados en los concretos usados en la fabricación de los especímenes.

## APÉNDICE B

### PROCESO DE INSTRUMENTACIÓN.

#### B.1 INSTRUMENTACIÓN INTERNA.

El acero de refuerzo se instrumentó mediante strain gages (galgas extensométricas); los cuales permitieron conocer las deformaciones unitarias asociadas con las cargas de prueba aplicadas al espécimen. Conocidas las deformaciones unitarias del acero se pudieron conocer los esfuerzos en las barras y dado que se conocían las propiedades geométricas de la sección pudieron determinarse las fuerzas y los momentos internos generados por las cargas aplicadas.

Los strain gages se colocaron en puntos teóricos de secciones críticas; es decir, en aquellas donde se esperaba que hubiera cortante y momento máximos. Se colocaron por cada sección instrumentada 4 strain gages para garantizar el tener al menos una lectura de cada punto si alguno de los sensores llegase a fallar. En el caso de que alguno de los strain gages de una sección fallara, se podría estimar la deformación por medio de los otros a partir de la hipótesis de que la adherencia en el concreto y acero de refuerzo es perfecta, por lo que la deformación de las barras en una misma sección sería la misma.

Se describe enseguida el proceso de instrumentación mediante strain gages:

##### 1. Preparación de la superficie sobre la que se colocó el strain gage.

Consistió en quitar la corrugación de la barra, limar y pulir hasta dejar una superficie apropiada para la colocación del strain gage. Para este proceso se utilizó un esmeril pequeño para desbaste grueso con el que se removió la corrugación de la barra; posteriormente, se rectificó la curvatura de la barra a través de limas para desbaste medio; y finalmente se pulió la superficie con lijas de varios tamaños, iniciando con lijas gruesas (números 80 y 100) para gradualmente disminuir el tamaño de grano hasta lijas finas (números 400 y 600). Una vez que la superficie de la barra estuvo lisa, se limpió el área con la aplicación primero de un ácido y después de una base que



disolvieron la grasa y el polvo, con lo que se garantizó que no existieran impurezas en la zona preparada para la colocación del strain gage.

##### 2. Preparación previa del strain gage.

El strain gage se preparó previamente pegándolo en un vidrio junto con su puente terminal. El utilizar un vidrio fue para garantizar que tanto la terminal como el strain gage estuvieran alineados y unidos para trasladarlos con facilidad del vidrio a la barra donde serían colocados.

Figura B.1. Preparación del strain gage.

La fijación de ambos sensores sobre el vidrio se hizo con ayuda de una cinta adhesiva transparente. El vidrio fue limpiado de suciedad y grasa para garantizar que no hubiera nada de impurezas que pudieran afectar el correcto pegado. La cinta adhesiva fue colocada sin ser estirada para evitar deformaciones residuales en el strain gage antes de ser colocado sobre la barra.

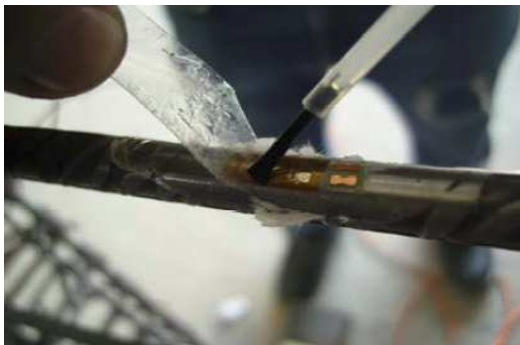
### 3. Pegado del strain gage sobre la barra de acero.



Se retiró la cinta adhesiva del vidrio (teniendo adheridos a ella tanto a la terminal como al strain gage) y fue posicionada para ser fijada en el acero. Antes de colocar la cinta en la barra de acero se le aplicó catalizador (para acelerar la reacción del secado) y pegamento especial. El pegado del strain gage fue uniforme, cuidando de no dejar burbujas de aire atrapadas entre la cinta adhesiva y la barra de acero. Se presionó suavemente el strain gage con ayuda de un trozo de papel durante por lo menos 2 minutos.

**Figura B.2.** Pegado del strain gage.

### 4. Limpieza del strain gage posterior al pegado.



**Figura B.3.** Remoción de cinta adhesiva.

Transcurridos los minutos correspondientes del pegamento se retiró la cinta adhesiva transparente con ayuda de un solvente especial. Se levantó poco a poco la cinta adhesiva aplicando simultáneamente el solvente. Este solvente permitió retirar la cinta adhesiva con facilidad y ayudó a limpiar los residuos de pegamento que pudieran quedar en la barra de acero de refuerzo.



Una vez que al strain gage se le retiró la cinta y quedó limpio de cualquier sobrante de pegamento, se procedió a preparar las terminales metálicas (tanto las del strain gage como las del puente terminal). Esto se hizo con la ayuda de una navaja, raspando las terminales con mucho cuidado, ya que por su delicadeza se corría el riesgo de rasgarlas y generar un falso contacto, provocando una variación en las mediciones durante la prueba del espécimen.

**Figura B.4.** Preparación de terminales metálicas.

### 5. Soldadura de cable trifilar al strain gage.



Una vez raspadas las terminales, éstas fueron aisladas por medio de una cinta de teflón (colocada a un costado de las terminales evitando un puente físico entre ambos elementos que provocara mediciones erróneas durante la prueba). Luego de lo anterior se procedió a soldar unos cables (cable trifilar) a las terminales; dicho cable fue una extensión física del strain gage y sirvió para conectar la instrumentación del espécimen con los aparatos de medición.

**Figura B.5.** Aislamiento del strain gage.

Durante todo el proceso fue monitoreada la funcionalidad del strain gage mediante lecturas con un multímetro digital. Debido a que electrónicamente el strain gage es una resistencia, las lecturas tomadas con el multímetro debían marcar 120 ohms ( $\pm 5$  ohms)



**Figura B.6.** Soldadura de cable trifilar.



**Figura B.7.** Medición en puente de Wheatstone.

Luego de soldar el cable trifilar se revisó que el strain gage tuviera una operación aceptable de lectura de deformaciones; para esto, se colocó el cable trifilar en un aparato de medición denominado puente de Wheatstone. Este instrumento marcó si el strain gage tomaba lecturas de deformaciones apropiadamente. Para comprobar lo anterior, lo que se hizo fue doblar un poco la varilla a modo de que el strain gage empezara a marcar deformación en el puente de Wheatstone, en ese momento se confirmaba que el strain gage estaba bien colocado y marcando deformaciones.



## 6. Colocación de capas de recubrimiento.



**Figura B.8.** Primera capa de recubrimiento.

**PRIMER RECUBRIMIENTO:** Estando completamente seguros de que el strain gage funcionó correctamente se le aplicó una capa de barniz para que los puentes quedaran aislados del contacto con la barra; así mismo, este recubrimiento sirvió como capa impermeable para el strain gage. Se dejó secar la capa de barniz por unos minutos y posteriormente se colocó un recubrimiento con cinta de teflón alrededor de toda la zona del strain gage.



**Figura B.9.** Segunda capa de recubrimiento.

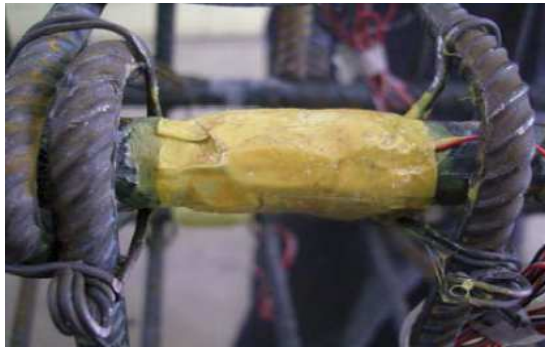
**SEGUNDO RECUBRIMIENTO:** Se colocaron alrededor del strain gage, sobre la primera capa de recubrimientos, unos pequeños trozos de hule; primero una tira de neopreno (hule duro) y encima de ésta una capa de caucho (hule suave). La función de estos recubrimientos fue la de aislar de los golpes al strain gage, ya que durante el proceso del colado, la instrumentación estuvo sometida al contacto del agregado grueso del concreto.



**Figura B.10.** Tercera capa de recubrimiento.

**TERCER RECUBRIMIENTO:** Sobre la capa de hules, se envolvió firmemente al strain gage con una cinta adhesiva de aluminio. La función de esta cinta fue mantener en su posición a las capas inferiores de recubrimiento y sellar el paso del agua hacia el interior del paquete.





CUARTO RECUBRIMIENTO: sobre la cinta de aluminio se aplicó un sello de pegamento amarillo para garantizar que todo el paquete de recubrimientos fuera completamente impermeable.

**Figura B.11.** Cuarta capa de recubrimiento.

El proceso de instrumentación fue el mismo para cada uno de los strain gages colocados en todos los especímenes. Se observa en la figura B.12 el trabajo típico de instrumentación.



**Figura B.12.** Proceso de instrumentación interna.

## B.2 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA.

La instrumentación externa fue colocada de la siguiente manera:

1. *Celdas de carga:* éstas fueron fijadas a los gatos hidráulicos con los que se aplicaron las cargas. Las celdas de carga cuentan con un extremo roscado que facilitó su fijación a los gatos hidráulicos; los cuales, fueron puestos sobre bases metálicas que se atornillaron al marco de reacción. Se aprecia en la figura B.13 la posición de las celdas de carga.



**Figura B.13.** Ubicación de celdas de carga.



2. *Transductores de desplazamiento:* cuentan con una aguja retráctil unida a una regla graduada; esta aguja fue colocada de manera que tocó levemente la superficie de concreto. Al desplazarse la superficie movió a la aguja; la cual, marcó en la regla graduada el valor de desplazamiento de la zona en cuestión. El tipo de transductor utilizado en las pruebas fue del tipo lineal LVDT por sus siglas en inglés “Linear Variable Differential Transformer”.

**Figura B.14.** Transductor de desplazamiento.

## APÉNDICE C

### PROCESO DE POSTENSADO.

#### C.1 POSTENSADO DE CABLES DE PRESFUERZO.

El proceso de postensado es un punto de gran importancia en la etapa constructiva de las estructuras que cuentan con losas planas postensadas (aligeradas y sin aligerar). En las construcciones de este tipo suelen estar presentes múltiples claros con longitudes considerables; lo anterior ocasiona que se tengan cables de presfuerzo de largos desarrollos. El tener cables con éstas longitudes ayuda a que las pérdidas de la fuerza de presfuerzo no sean tan severas; debido a que las deformaciones unitarias que se presentan son limitadas por efecto de la longitud total del cable.

En la obra, postensar es un proceso relativamente sencillo cuando se cuenta con la suficiente práctica y se dispone del equipo necesario para tal fin. Lo que suele hacerse es colocar un anclaje embebido en el concreto en uno de los extremos del cable y tensar el extremo opuesto; para, finalmente, acuar el extremo del cable tensado y mantenerlo en posición esforzada.

Para tensar el cable se utilizan los gatos monotorones; los cuales son de gran ayuda para este proceso, porque permiten determinar la velocidad y magnitud de la carga con que debe ser tensado el cable. Del diseño estructural previo se sabe qué magnitud de fuerza debe ser aplicada por el gato a cada cable para garantizar, que luego de las pérdidas, se tenga la fuerza efectiva necesaria para que el elemento cumpla la función para la cual fue concebido.

En el caso específico de las losas reportadas en la presente tesis tuvieron que tomarse en cuenta consideraciones especiales en el proceso de postensado. Los efectos de importancia observados en laboratorio fueron:

- 1) El tamaño en planta del espécimen (1.90 m x 1.90 m) ocasionó que la longitud de desarrollo del cable de presfuerzo fuera corta, en comparación con la que constructivamente se tendría en la estructura real; por lo que, en este caso las pérdidas de presfuerzo fueron significativamente elevadas. Para el proceso de postensado del espécimen se tomó en cuenta proporcionar una fuerza al cable más elevada de la que se le hubiera dado en la estructura real. Puesto que se buscaba tener una fuerza efectiva (luego de todas las pérdidas) de 10 toneladas por cable, hubiese bastado proporcionar 11.5 toneladas de fuerza al gato monotorón en la estructura real; sin embargo, en el espécimen esta fuerza tuvo que ser de, aproximadamente, 15 toneladas por cable (bajo esta fuerza, el esfuerzo en el cable se mantuvo abajo del límite permisible debido a la fuerza aplicada por el gato, estipulada en las NTC-C 2004 que debe ser  $0.8f_{sr}$  siendo  $f_{sr} = 19,000 \text{ Kg/cm}^2$ ).

- 2) La posición de ensaye del espécimen obligó a realizar maniobras especiales para aplicar la tensión a los cables de presfuerzo. Los dispositivos de postensado fueron colocados en diferentes posiciones dependiendo de la ubicación de cada cable dentro del espécimen.
- 3) La instrumentación de algunos de los cables de presfuerzo, mediante celdas de carga, ocasionó que el proceso de acuíñamiento de las anclas tuviera que sufrir modificaciones respecto a lo que se acostumbra realizar en obra. Esto se detalla más adelante.

A continuación se hace una descripción de los dispositivos utilizados y de los trabajos de laboratorio efectuados para postensar los cables de presfuerzo. Se hace especial énfasis en las modificaciones efectuadas para tomar en cuenta los efectos antes comentados:

A. Dispositivos y equipos utilizados:

- a. **Gato monotorón:** Dispositivo hidráulico provisto de pistones de acción doble cuya función es “jalar” el cable y “empujar” la cuña del anclaje. Se muestra en la figura C.1. el funcionamiento básico de este equipo.

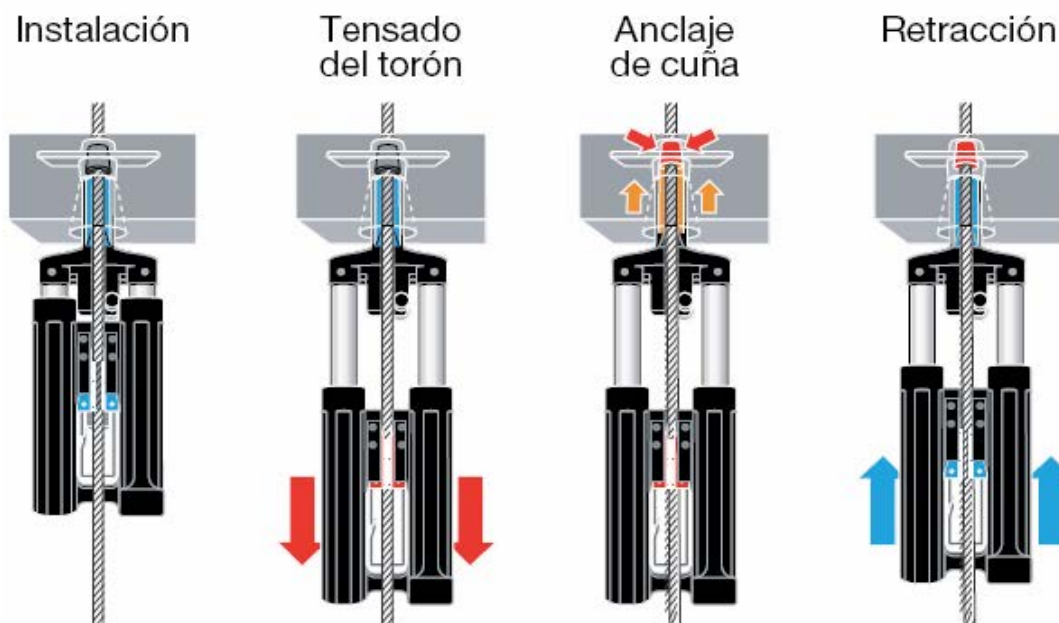


Figura C.1. Secuencia operacional de gato monotorón.

- b. **Bomba hidráulica:** Equipo cuya función es ser la fuente generadora de las presiones de aceite que mueven los dispositivos de carga.



Es importante mencionar que este equipo fue utilizado también durante el ensaye y no sólo para el proceso de postensados (durante el postensado se utilizó una bomba; mientras que durante el ensaye se utilizaron dos bombas debido a que se tenía que mover múltiples gatos hidráulicos). Se muestra en la figura C.2a y C.2b la imagen del gato monotorón y la bomba hidráulica con las que se efectuaron los trabajos de laboratorio.



(a)



(b)

**Figura C.2.** (a) Gato monotorón, (b) Bomba hidráulica.

- c. **Celda de carga:** fue necesario colocar, en algunos de los cables, una celda de carga para poder monitorear la magnitud de la fuerza de tensión durante la ejecución de la prueba (ver figura C.3.). Los cables instrumentados de esta manera fueron aquellos colocados en la nervadura principal que está alineada a la flexión de la losa durante la prueba. La presencia de la celda de carga ocasionó que el gato monotorón tuviera limitada su función a sólo sujetar y “jalar” el cable de presfuerzo.



Figura C.3. Celda de carga en proceso de postensado.

- d. **Dispositivo de acuñamiento:** Para anclar la cuña se tuvo que realizar una modificación que normalmente no se efectuaría en obra; se fabricó una caja mediante placas de acero para soportar de ella un gato hidráulico de 20 toneladas de capacidad [ver figura C.4(a)]. También se colocó en la punta del pistón del gato una pieza cónica de acero, que sirvió como extensión al pistón [ver figura C.4(b)]. Por efecto de la presión directa entre el pistón del gato (aumentado con la extensión cónica) y la cuña activa se logró anclar el cable; el cual, previamente había sido jalado y sostenido por el gato monotorón.



(a)



(b)

Figura C.4. (a) Caja para soporte de gato, (b) extensión cónica.



e. **Equipo de adquisición de datos:** para medir la fuerza aplicada al cable se conectó la celda de carga a una caja de interruptores, luego la caja se conectó al TDS300 y finalmente a un equipo de cómputo (ver sección 4.3.3. para detalles de los equipos)

**Figura C.5.** Equipo de adquisición de datos en proceso de postensado.

## B. Trabajos realizados:

**Paso 1:** El cable de presfuerzo fue colocado siguiendo una trayectoria parabólica dentro de la losa. Se dejó embebido y debidamente acuñado un extremo del cable (extremo 1 o anclaje pasivo); mientras que, el extremo opuesto (extremo 2 o anclaje activo) quedó con una saliente de cable de 1 m más allá del borde de la losa.

Primeramente se retiró el recubrimiento plástico del extremo 2 del cable a tensar, dejando el acero al descubierto. Se introdujo una placa de acero (placa 1) con un barreno al centro para que el cable pasara a través de ésta. La placa 1 sirvió de base para soportar la celda de carga (para los casos donde el cable fue instrumentado).

**Paso 2:** Se introdujo el cable a través de una cavidad hueca de la celda. La celda fue colocada firmemente apoyada y en posición vertical sobre la placa 1. Posteriormente sobre la celda se colocó otra placa de acero (placa 2). La placa 2 fue preparada con una muesca y un barreno en la parte superior; para que, dentro de la muesca se colocara ancla y cuña del cable de presfuerzo.



**Paso 3:** Sobre la placa 2 se colocó el dispositivo de acuñamiento y sobre el dispositivo de acuñamiento se colocó el gato monotorón. Ambos dispositivos fueron dispuestos de manera vertical; dejando que el cable de presfuerzo pasara a través de éstos (ver figura C.6).

**Paso 4:** El gato monotorón sujetó y “jaló” el cable de presfuerzo. Tanto el gato monotorón como el gato del dispositivo de acuñamiento fueron operados por la acción de las bombas hidráulicas; mediante las cuales, se supo la tensión en el cable.

**Figura C.6.** Colocación de gato monotorón y dispositivo de acuñamiento en cable instrumentado.



**Paso 5:** Con el cable tensado y sujetado por el gato monotorón, se activo el gato del dispositivo de acuíñamiento para inserta a presión la cuña dentro del ancla y dejar presionada la placa 2.

**Paso 6:** Se liberó la tensión del gato monotorón y el cable al retraerse comprimió la placa 2; pudo entonces retirarse el dispositivo de acuíñamiento y el gato monotorón. El cable fue cortado a 10 centímetros por arriba de la placa 2, quedando así en posición final comprimiendo a la celda de carga; la cual, quedó fija durante toda la prueba para monitorear la variación de la fuerza en el cable.

**\*Nota:** para los casos de los cables que no fueron instrumentados el proceso fue similar; únicamente se omitió la colocación de la placa 1, la placa 2 y la celda de carga (ver figura C.7.).



**Figura C.7.** Colocación de gato monotorón y dispositivo de acuíñamiento en cable sin instrumentar.